

Министерство образования и науки Российской Федерации
Волгоградский государственный технический университет

В. Н. Анопин

ГЕОДЕЗИЯ

Учебно-методическое пособие



Волгоград. ВолГТУ. 2017

УДК 528.48(075.8)
ББК 26.1я73
А693

Р е ц е н з е н т ы:

кафедра географии и картографии Волгоградского государственного университета;
кандидат географических наук, доцент *Д. А. Солодовников*,
заведующий кафедрой географии и картографии ВолГУ;
доктор сельскохозяйственных наук, профессор *Е. П. Боровой*,
заведующий кафедрой кадастра недвижимости и геодезии
Волгоградского государственного аграрного университета

Анопин, В. Н.

А693 Геодезия: учебно-методическое пособие / В. Н. Анопин; М-во образова-
ния и науки Рос. Федерации, Волгогр. гос. техн. ун-т. — Волгоград:
ВолгГТУ, 2017. — 126, [3] с.

ISBN 978-5-9948-2516-7

Содержатся основные сведения по инженерной геодезии и информация по методике
выполнения контрольных, лабораторных и расчетно-графических работ, а также геодезиче-
ских измерений и построений на полевой учебной геодезической практике.

Для студентов строительных специальностей заочной формы обучения.

УДК 528.48(075.8)
ББК 26.1я73

ISBN 978-5-9948-2516-7



© Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение
высшего образования
«Волгоградский государственный
технический университет», 2017
© Анопин В. Н., 2017

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	6
Раздел I. Основные теоретические положения инженерной геодезии	7
Глава 1. Общие сведения	7
1.1. Определение геодезии	7
1.2. Параметры Земли	7
1.3. Применяемые в геодезии системы координат	8
1.4. Топографическая карта, план, профиль	11
Глава 2. Угловые и линейные измерения	13
2.1. Угловые измерения	13
2.2. Линейные измерения	17
Глава 3. Плановые опорные геодезические сети	20
3.1. Государственные плановые геодезические сети	20
3.2. Съёмочное обоснование. Теодолитный ход	22
3.3. Теодолитная съёмка	24
Глава 4. Нивелирование	27
4.1. Сущность и методы нивелирования	27
4.2. Разбивочные и нивелирные работы при изыскании и строительстве сооружений линейного типа	31
4.2.1. Разбивка трассы линейного сооружения	31
4.2.2. Техническое нивелирование трассы	35
4.3. Тригонометрическое нивелирование	37
Глава 5. Тахеометрическая съёмка	38
Глава 6. Геодезическое сопровождение строительных процессов. Наблюдения за деформациями зданий и сооружений	40
6.1. Разбивочные работы. Устройство строительной обноски	40
6.2. Передача осей и отметок на монтажный горизонт	44
6.3. Исполнительные съёмки, наблюдения за деформациями сооружений	44
Раздел II. Лабораторные работы	46
Глава 1. Устройство теодолитов 2Т30, 4Т30	46
Глава 2. Измерение горизонтальных углов	48
Глава 3. Измерение вертикальных углов	52
Глава 4. Устройство нивелира НЗ. Определение превышений, измерение расстояний нитяным дальномером	55
Глава 5. Решение задач по топографической карте	58
5.1. Определение географических координат точки	59
5.2. Определение горизонтального расстояния между точками местности по длине отрезка на карте	60
5.3. Определение зональных прямоугольных координат точки	60
5.4. Определение на карте углов ориентирования	62
5.5. Определение высот точек	63

5.6. Определение уклона отрезка трассы между смежными горизонталями	64
5.7. Определение крутизны отрезка трассы между смежными горизонталями	64
5.8. Нанесение на карту границ водосбора	65
5.9. Построение профиля трассы линейного сооружения	66
Раздел III. Выполнение контрольных работ	68
Глава 1. Обработка материалов теодолитной и тахеометрической съемок. Построение плана топографической съемки (Контрольная работа № 1)	68
1.1. Теодолитная съемка	68
1.1.1. Полевые работы при теодолитной съемке	68
1.1.2. Камеральная обработка ведомости координат точек замкнутого теодолитного хода	70
1.1.3. Построение и оформление плана теодолитной съемки	74
1.2. Тахеометрическая съемка	77
1.2.1. Полевые работы при тахеометрической съемке	77
1.2.2. Обработка материалов тахеометрического хода	78
1.2.3. Съемка точек местности. Заполнение и обработка журнала тахеометрической съемки	80
Глава 2. Обработка журнала нивелирования трассы. Построение профиля. Проектирование на профиле (Контрольная работа № 2)	88
2.1. Обработка журнала нивелирования трассы	88
2.2. Построение продольного профиля трассы	93
2.3. Проектирование на профиле	94
2.4. Оформление профиля	96
Раздел IV. Выполнение работ учебной геодезической практики	99
Глава 1. Организация и правила выполнения работ на учебной геодезической практике	99
1.1. Порядок прохождения студентами практики	99
1.2. Требования техники безопасности выполнения работ	100
1.3. Правила работы с геодезическими приборами и инструментами	101
Глава 2. Поверки и юстировка технических теодолитов 2Т30, 4Т30	102
Глава 3. Поверки и юстировка нивелиров с цилиндрическим уровнем (НЗ)	106
Глава 4. Решение инженерно-геодезических задач при изысканиях и геодезическом сопровождении строительных работ	109
4.1. Определение недоступного расстояния	109
4.2. Построение проектного отрезка линии	112
4.3. Построение проектного горизонтального угла	113
4.4. Вынос в натуру точки с заданной проектной отметкой	115
4.5. Передача проектной отметки на дно котлована	116

4.6. Построение на местности линии с запроектированным уклоном	117
4.7. Определение высоты сооружения	119
4.8. Определение вертикальных расстояний между деталями конструкции сооружения	121
4.9. Детальная разбивка круговых кривых способами прямоугольных координат и продолженных хорд	121
Глава 5. Отчетная документация по учебной геодезической практике	127
Библиографический список	128

ПРЕДИСЛОВИЕ

Инженерно-геодезические работы являются неотъемлемой составной частью комплекса работ, выполняемых при изыскании, проектировании, строительстве и эксплуатации зданий и сооружений. От квалифицированного геодезического обеспечения зависит как качество, так и оперативность и сроки их выполнения.

Студенты строительных специальностей должны знать состав и технологию инженерно-геодезических изысканий и геодезического сопровождения строительных работ. Им необходимо уметь:

- 1) пользоваться топографо-геодезическими материалами;
- 2) квалифицированно ставить перед геодезическими службами конкретные задачи;
- 3) контролировать качество выполненных геодезических работ;
- 4) самостоятельно выполнять типовые разбивочные работы.

Изложенный в учебном пособии материал можно разделить на четыре части: основные теоретические положения инженерной геодезии; методические указания по выполнению контрольных работ; выполнение лабораторных работ; полевые и расчетно-графические работы на учебной геодезической практике.

Учебное пособие предназначено для использования в самостоятельной работе студентов. В связи с этим имеет место своеобразное изложение значительной части теоретических положений, многие из которых сопровождаются примером.

В разделах «Выполнение контрольных работ» и «Выполнение работ учебной геодезической практики» приведены примеры выполнения расчетов и графических построений большей части рассмотренного материала.

Раздел I. ОСНОВНЫЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ

Глава 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1.1. Определение геодезии

Основным назначением геодезии является изучение методов выполнения измерений на поверхности Земли и составление по их результатам планов, карт, профилей, математических моделей местности, а также разработка методов инженерного решения производственных, научно-технических и оборонных задач.

1.2. Параметры Земли

В первом приближении Землю можно считать шаром радиусом $R = 6371,11$ км. Однако эти данные достаточно условны и могут служить только основанием для приблизительных расчетов.

Земля сформировалась в результате взаимодействия сил внутреннего тяготения и центробежной силы ее вращения, в связи с чем по форме близка к эллипсоиду вращения. Но наличие различных по плотности участков внутри планеты привело к отклонению ее формы от этой фигуры, поэтому точно определить положение точек поверхности Земли по результатам математических вычислений невозможно. В расчетах используют расположение уровенной поверхности, в качестве которой принимают поверхность океанов и морей в спокойном состоянии, мысленно продолженную под сушей. Тело планеты, ограниченное уровенной поверхностью, называется **геоидом**. Все точки поверхности у геоида имеют одинаковый потенциал силы тяжести.

В 1942 г. коллективом Центрального научно-исследовательского института геодезии, аэрофотосъемки и картографии были рассчитаны параметры эллипсоида вращения Земли, наиболее приближенного к геоиду для территории нашей страны (**референц-эллипсоида Красовского**). Его большая полуось $a = 6\,378\,245$ м, малая полуось

$b = 6\,356\,863$ м, сжатие $\frac{a-b}{a} = \frac{1}{298,3}$ (рис. 1).

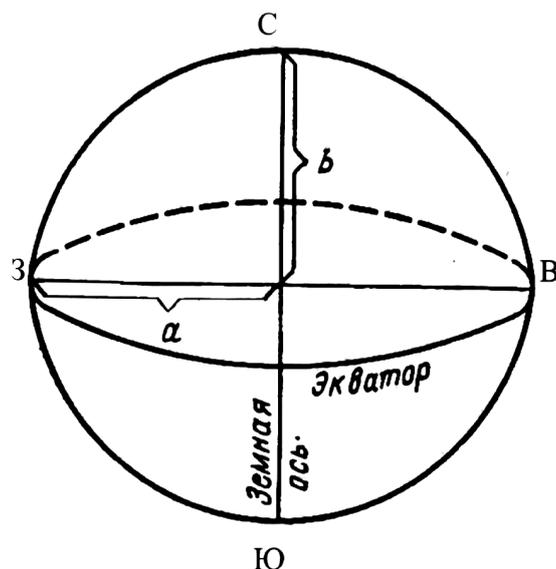


Рис. 1. Элементы референц-эллипсоида

1.3. Применяемые в геодезии системы координат

Координаты — это числа, определяющие положение точек. В геодезии наибольшее распространение получили системы географических, прямоугольных и полярных координат, а при составлении топографических карт — зональная система прямоугольных координат в проекции Гаусса — Крюгера.

Система географических координат.

Линии, образующиеся в результате сечения поверхности Земли плоскостями, проходящими через ось ее вращения, называются **меридианами**, а плоскостями, перпендикулярными этой оси, — **параллелями**. Положение точки определяется пересечением определенного меридиана (долготы) и определенной параллели (широты).

Широтой φ называется угол между отвесной линией, проходящей через заданную точку земной поверхности, и плоскостью экватора.

Долготой λ называется двугранный угол между плоскостью начального (нулевого) меридиана, проходящего через центр Гринвичской обсерватории, расположенной вблизи г. Лондона, и плоскостью меридиана, проходящего через заданную точку.

Система плоских прямоугольных координат.

Используется преимущественно при составлении планов небольших участков земной поверхности, принимаемых за плоскость, и представляет собой декартову прямоугольную систему координат, в которой обычно положительное направление оси абсцисс X северное, оси ординат Y — восточное. Нумерация четвертей идет по часовой стрелке (рис. 2).

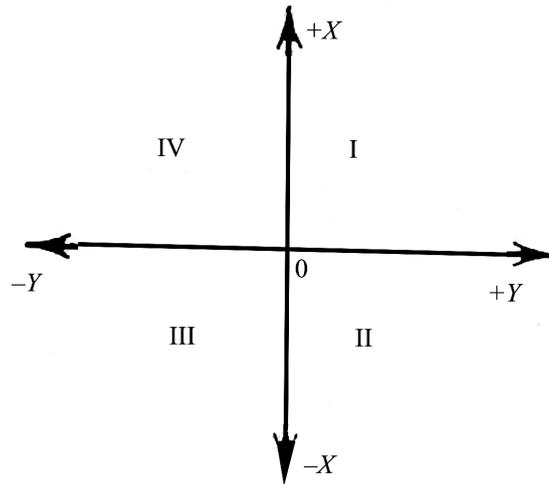


Рис. 2. Прямоугольные координаты

Система полярных координат.

Применяется для выполнения топографических съемок и геодезических разбивочных работ на небольших участках земной поверхности. За начало координат принимают определенную точку местности, например II, за начальную координатную линию — определенное фиксированное направление, например II—III. Полярные координаты точки М — это горизонтальный угол β , отсчитываемый по часовой стрелке, и радиус-вектор $II-M = d$ (рис. 3).

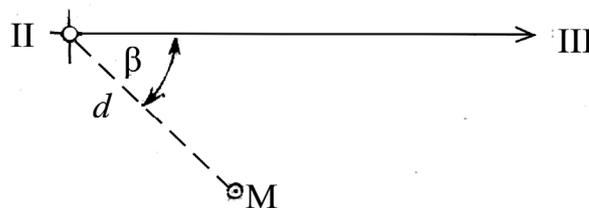


Рис. 3. Полярные координаты

Зональная система прямоугольных координат топографических карт, составленных в проекции Гаусса — Крюгера.

Перенесение изображения местности с поверхности эллипсоида на плоскость невозможно без искажений.

Способ перенесения изображений со сферической поверхности на плоскость, обеспечивающий минимальные искажения, называется **картографической проекцией**.

В нашей стране при составлении топокарт для изображения на плоскости значительной части земной поверхности применяется равноугольная поперечно-цилиндрическая проекция Гаусса — Крюгера (рис. 4).

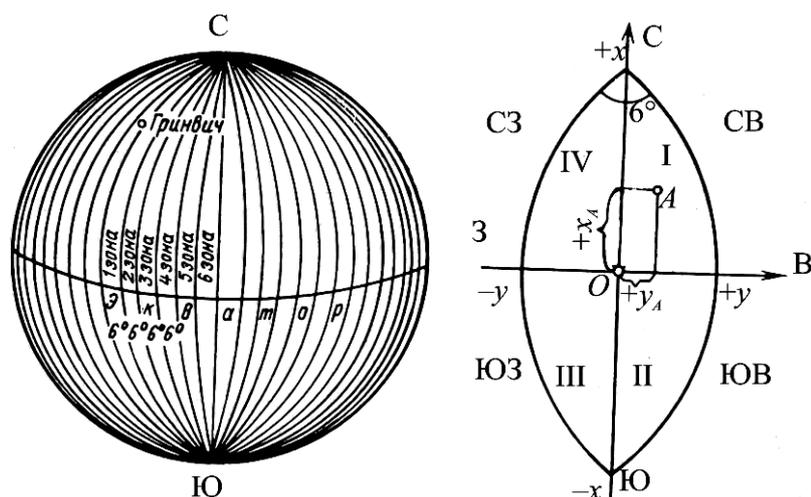


Рис. 4. Координатные зоны для составления карт в проекции Гаусса — Крюгера

Принцип ее создания состоит в следующем. Если земную поверхность разделить на зоны, затем Землю вписать в цилиндр так, чтобы плоскость экватора совместилась с образующей цилиндра, а осевой (центральный) меридиан зоны совпал с его внутренней поверхностью (рис. 5), спроецировать все характерные точки контуров зоны из центра Земли на боковую поверхность цилиндра, а затем развернуть цилиндр и уменьшить изображение объектов, то получится карта в этой проекции.

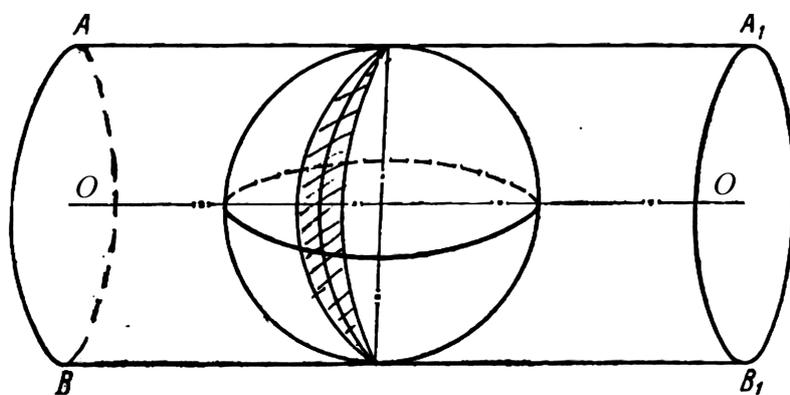


Рис. 5. Схема построения поперечно-цилиндрической проекции Гаусса — Крюгера

В системе координат зоны северное направление линии осевого меридиана принимают за ось x , восточное направление линии экватора — за ось y , их пересечение — за начало координат. Точка A будет иметь плановые координаты: $+x_A$ и $+y_A$ (см. рис. 4).

Для характеристики положения точки на земной поверхности кроме плановых координат необходимо определить расстояние от принятой начальной поверхности до нее в вертикальном направле-

нии. Это расстояние, измеренное по отвесной линии, называется **высотой H** . Численное значение высоты называется **отметкой**.

За начальную поверхность обычно принимают основную **уровенную поверхность** — уровень моря (поверхность геоида). Высоты, вычисленные относительно уровня моря, называются абсолютными. В нашей стране их вычисляют относительно среднего уровня Балтийского моря в районе Кронштадта (Балтийская система высот).

Если за начало отсчета принимают другую уровенную поверхность, то высоты точек называют относительными. В строительстве за отсчетную поверхность принимают уровень пола первого этажа жилого здания или цеха предприятия. Такую поверхность называют уровнем чистого пола, а отсчитываемые от нее высоты — условными.

1.4. Топографическая карта, план, профиль

Карта — это уменьшенное, в определенной закономерности немного искаженное изображение на плоскости значительного участка земной поверхности или всей Земли в целом, построенное с использованием картографической проекции.

План — это уменьшенное, подобное ситуации местности, изображение горизонтальной проекции небольшого ее участка, вычерченное без учета кривизны поверхности Земли.

Планы, на которых нанесены только контуры ситуации, называются контурными или ситуационными; планы с отображенными ситуацией и рельефом — топографическими.

Различия между планом и картой: планы составляют в масштабах $1 : 200 \dots 1 : 5000$, применяя ортогональную проекцию на горизонтальную плоскость, а топографические карты — в масштабах $1 : 10\,000 \dots 1 : 1\,000\,000$, используя картографическую проекцию отвесных линий на сферическую поверхность.

Профиль — это чертеж, на котором в уменьшенном виде изображен вертикальный разрез местности в заданном направлении.

Ориентирование линий на местности.

Ориентирование линии — это определение ее направления относительно другого, принятого за исходное (начальное). В геодезии линии ориентируют относительно северного направления меридиана (истинного, магнитного или осевого).

Горизонтальный угол, отсчитываемый по часовой стрелке от северного направления меридиана до направления ориентируемой

линии, называется **азимутом**. Он может принимать значения $0...360^\circ$. Если азимут отсчитывается от истинного меридиана, он называется истинным или географическим, если от магнитного меридиана (северного направления магнитной стрелки) — магнитным.

Угол между истинным и магнитным меридианами является **склонением магнитной стрелки** δ :

$$\delta = A_{\text{и}} - A_{\text{м}}.$$

Если северное направление магнитного меридиана восточнее истинного, то склонение восточное (положительное), если западнее — западное (отрицательное). Магнитный азимут определяют геодезическим прибором с магнитной стрелкой — **буссолью**.

Так как меридианы не параллельны между собой, а сходятся на полюсах, значения азимутов в разных точках длинного отрезка линии могут существенно различаться, что требует введения корректив при вычислениях. Поэтому при расчетах обычно используют не азимуты, а дирекционные углы. **Дирекционным углом** называется горизонтальный угол α , отсчитываемый по часовой стрелке от северного направления осевого меридиана зоны или линии, ему параллельной, до направления ориентируемой линии. Он также может принимать значения $0...360^\circ$ (рис. 6).

Разность между значениями истинного азимута и дирекционного угла называется **сближением меридианов** γ :

$$\gamma = A_{\text{и}} - \alpha.$$

Если северное направление линии, параллельной осевому меридиану, отклоняется от истинного меридиана на восток, то сближение меридианов положительное, если на запад — отрицательное.

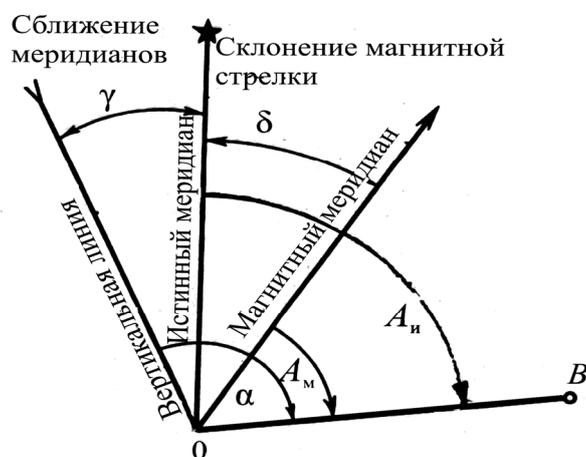


Рис. 6. Связь между азимутами (дирекционными углами) линии карты

Острый угол, отсчитываемый от ближайшего направления меридиана (северного или южного) до ориентируемой линии по ходу или против хода часовой стрелки, называется **румбом** r . Его величина и направление зависят от численного значения дирекционного угла (рис. 7).

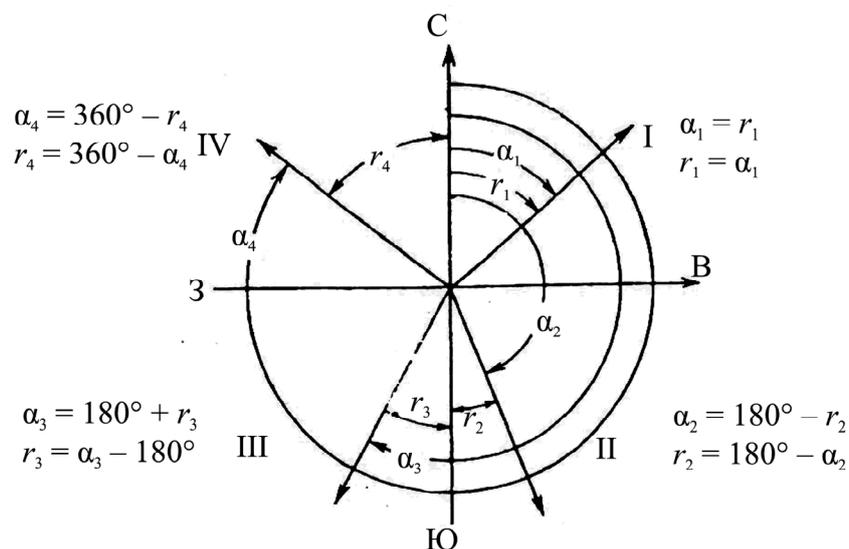


Рис. 7. Связь между дирекционными углами и румбами

Глава 2. УГЛОВЫЕ И ЛИНЕЙНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ

2.1. Угловые измерения

Измерения углов выполняют для определения взаимного положения точек в пространстве.

Горизонтальный угол — это двугранный угол β между отвесными плоскостями, проходящими через его стороны. **Вертикальный угол** — это угол ν между горизонтальной плоскостью и направлением на заданную точку (рис. 8).

Для измерения горизонтального угла над его вершиной располагают центр установленного горизонтально градуированного круга. Угол между радиусами cb и ca равен горизонтальному углу β между направлениями на точки B и A . Если деления на круге подписать по часовой стрелке, а отсчеты обозначить через b и a , то горизонтальный угол будет вычисляться по формуле

$$\beta = b - a.$$

Принцип угловых измерений используется в геодезическом приборе, называемом **теодолитом**, с помощью которого измеряют горизонтальный и вертикальный углы, а также расстояния. Устройство теодолита отражено на рис. 9.

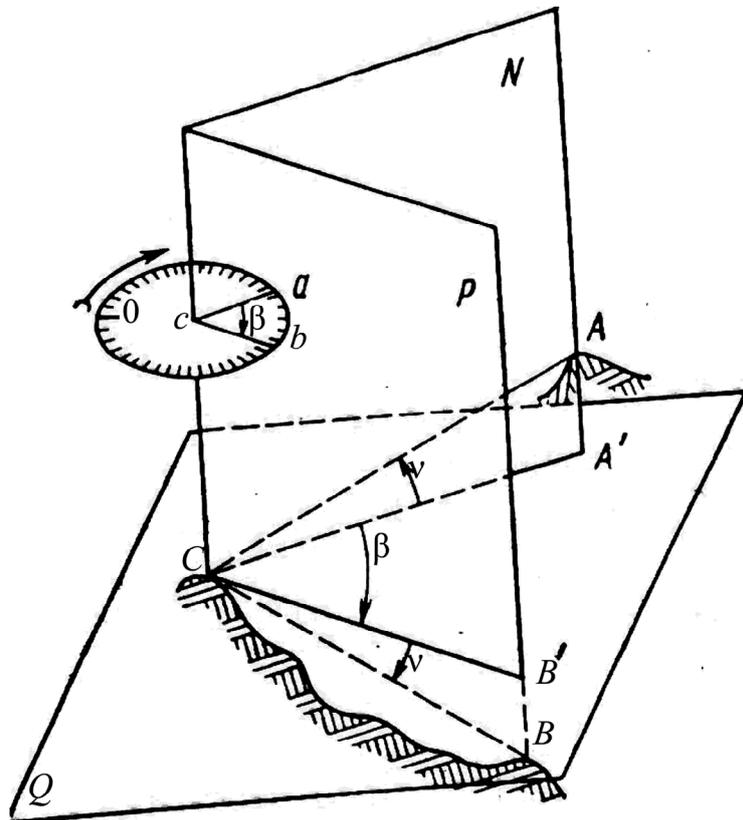


Рис. 8. Схема измерения углов на местности

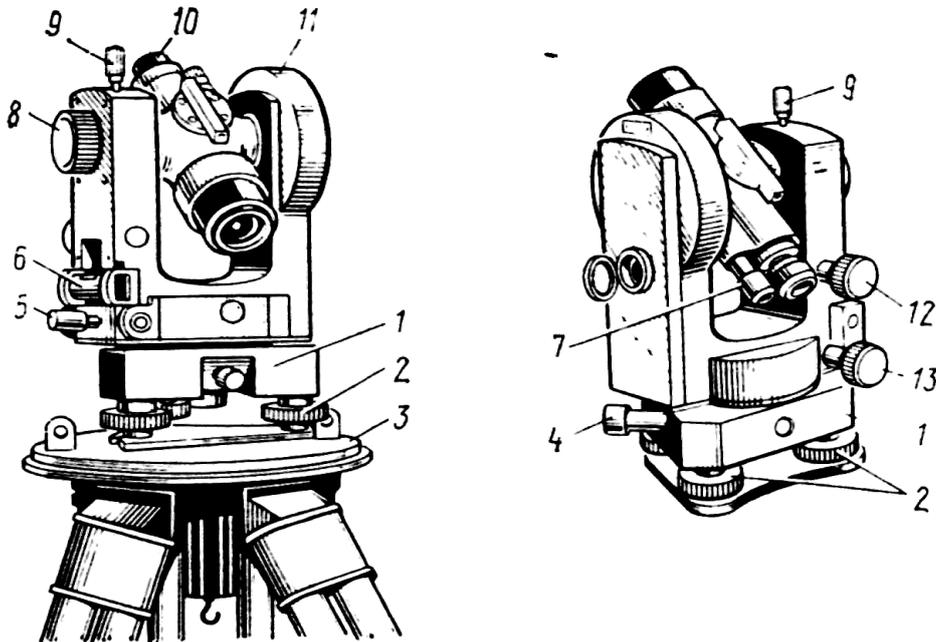


Рис. 9. Схема теодолита 4Т30П: 1 — трегер-подставка; 2 — подъемные винты; 3 — основание (дно футляра); 4 — наводящий винт лимба горизонтального круга; 5 — закрепительный винт лимба горизонтального круга; 6 — цилиндрический уровень; 7 — окулярное кольцо шкалового микроскопа; 8 — фокусирующий винт зрительной трубы; 9 — закрепительный винт зрительной трубы; 10 — окулярное кольцо зрительной трубы; 11 — вертикальный круг; 12 — наводящий винт зрительной трубы; 13 — наводящий винт алидады горизонтального круга

Зрительная труба — это оптический увеличительный прибор, состоящий из трубы со вставленной системой линз, предназначенный для наблюдений удаленных объектов. Условно ее можно разделить на две части: объектив, расположенный в стороне объекта наблюдений, и окуляр — в стороне наблюдателя. В окулярной части зрительной трубы, где образуется действительное уменьшенное изображение предмета, вставлена стеклянная пластинка с нанесенными взаимно перпендикулярными линиями — сеткой нитей. Перекрестие сетки нитей совмещают с наблюдаемой точкой. Прямую линию между оптическим центром объектива и перекрестием сетки нитей называют **визирной осью зрительной трубы**.

Горизонтальный и вертикальный круги теодолита используют для измерения горизонтальных и вертикальных углов соответственно. Каждый из них состоит из **лимба** (градуированного круга) и **отсчетного устройства** (алидады).

Уровни в теодолитах применяют для расположения лимба горизонтального круга в горизонтальной плоскости. Различают цилиндрические и круглые уровни. **Цилиндрический уровень** представляет собой стеклянную ампулу, внутренняя поверхность которой отшлифована по дуге окружности определенного радиуса ($R = 3,5 \dots 200$ м). В нее заливают нагретый до 60°C сернистый эфир или спирт и запаивают. При охлаждении жидкость сжимается и образуется пустота, заполненная ее парами, — **пузырек уровня** (рис. 10).

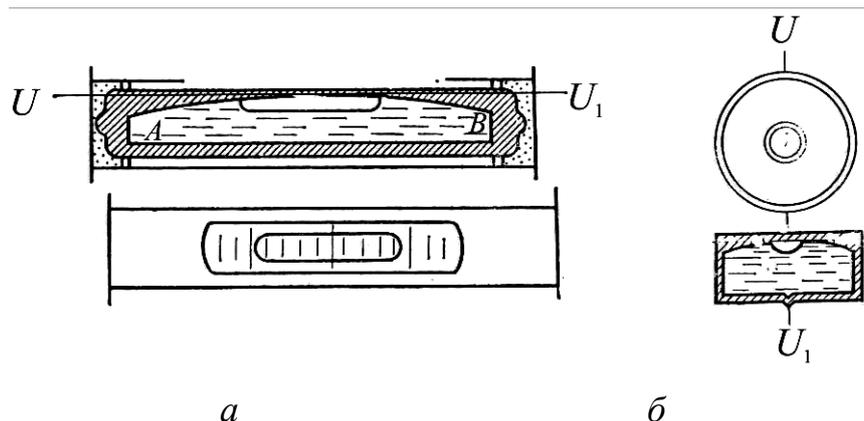


Рис. 10. Уровни теодолита: *a* — цилиндрический; *б* — круглый

На наружной поверхности ампулы через 2 мм наносят штрихи. Точка или штрих в середине ампулы называется **нуль-пунктом**. Прямая UU , касательная к внутренней поверхности уровня в нуль-пункте, называется **осью цилиндрического уровня**.

Теодолит, имеющий вертикальный круг, устройство для измерения расстояний (дальномер) и буссоль, называется **теодолитом-тахеометром**. В настоящее время широко используются электронные тахеометры со встроенной памятью, представляющие собой комбинацию кодового теодолита и светодальномера.

Измерение горизонтальных и вертикальных углов.

Если необходимо определить горизонтальный угол между двумя направлениями, используют **способ приемов**. При закрепленном лимбе перекрестие сетки нитей зрительной трубы последовательно наводят на наблюдаемые точки и берут отсчеты по горизонтальному кругу. Измеряемый угол вычисляют по разности отсчетов на правую и левую точки. Одно измерение называют **полуприемом**. Для контроля тот же угол измеряют аналогично при другом положении вертикального круга, предварительно сместив лимб. Расхождение не должно превышать двойной точности отсчетного устройства. Значение угла в приеме берется как среднее из двух полуприемов.

Вертикальный угол (угол наклона) — это измеренный в вертикальной плоскости угол между горизонтальной плоскостью и линией определяемого направления. Для его вычисления отсчеты берут по вертикальному кругу теодолита. При положении наблюдаемой точки выше плоскости горизонта, проходящего через ось вращения зрительной трубы, вертикальный угол имеет знак «+», ниже — знак «-». На заданную точку дважды наводят перекрестие сетки нитей зрительной трубы при положении вертикального круга слева (КЛ) и справа (КП) от зрительной трубы и берут отсчеты (КЛ и КП). Затем вычисляют значение места нуля (МО). **Место нуля** — это отсчет по лимбу вертикального круга теодолита, соответствующий горизонтальному положению визирной оси зрительной трубы.

Для теодолитов 2Т30 и 4Т30П

$$МО = \frac{КЛ + КП}{2}.$$

Для существующего положения стеклянной пластинки с сеткой нитей в зрительной трубе место нуля является величиной постоянной и поэтому используется в качестве контроля при наблюдениях на разные точки.

Угол наклона ν вычисляют по одной из следующих формул:

$$\nu = КЛ - МО;$$

$$v = MO - КП;$$

$$v = \frac{КЛ - КП}{2}.$$

Для удобства вычислений МО должно быть равно нулю или очень малому числу.

2.2. Линейные измерения

Расстояния между точками на местности могут измеряться с помощью мерных лент, мерных проволок, рулеток, оптических дальномеров двойного изображения, нитяных дальномеров, светодальномеров, лазерных рулеток, измерительных колес.

В работах по выполнению инженерно-геодезических изысканий объектов строительства наибольшее распространение получила **штриховая мерная лента**, представляющая собой стальную полосу шириной 10...20 мм, толщиной 0,5 мм и длиной 20, 24 или 50 м, на концах которой прикреплены ручки (рис. 11). Длина ленты равна расстоянию между штрихами, нанесенными у концов ленты напротив вырезов для шпилек.

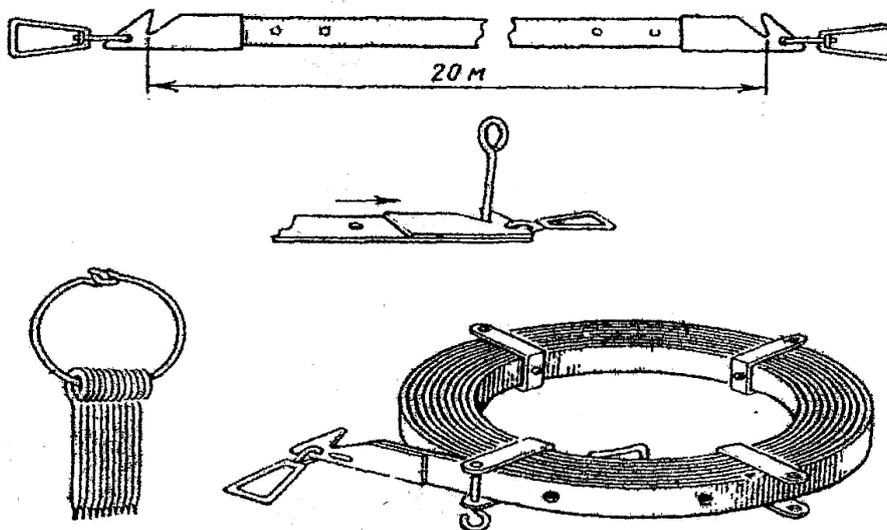


Рис. 11. Штриховая мерная лента и комплект шпилек

Двадцатиметровая мерная лента ЛЗ-20 разделена на отрезки: метровые — латунными пластинками с выбитыми порядковыми номерами, полуметровые — круглыми заклепками, дециметровые — круглыми отверстиями.

Измерение длины отрезка прямой линии выполняют последовательным уложением ленты в его створе (вертикальной плоскости,

проходящей через концы отрезка). Перед уложением ленту встряхивают и натягивают с силой 10 кг. Формула для определения расстояний имеет следующий вид:

$$D = ln + r,$$

где l — длина мерной ленты; n — количество уложений ленты; r — остаток.

Компарирование мерной ленты.

Ежегодно перед началом геодезических работ мерную ленту обязательно компарируют (сравнивают с эталоном) на полевом компараторе и определяют отклонение ее фактической длины от номинальной. Работу выполняют измерением построенного с высокой точностью и закрепленного на ровной поверхности отрезка линии длиной 120 м (базиса). При количестве уложений двадцатиметровой ленты, не равном шести, вычисляют необходимую поправку и вводят ее при вычислении измеренной линии на местности. Если лента длиннее номинальной, поправка имеет знак «+», короче — «-».

Приведение наклонных линий к горизонту.

Для составления планов и профилей используют горизонтальные проложения отрезков линий, т. е. их проекции d на горизонтальную плоскость (рис. 12), которые вычисляют по формуле

$$d = D \cos v,$$

где D — измеренное мерной лентой или рулеткой расстояние; v — угол наклона (измеряют теодолитом или эклиметром).

Поправка:

$$\Delta D = d - D = D \cos v - D = D(\cos v - 1) = -D(1 - \cos v) = -2D \left(\sin \frac{v}{2} \right)^2.$$

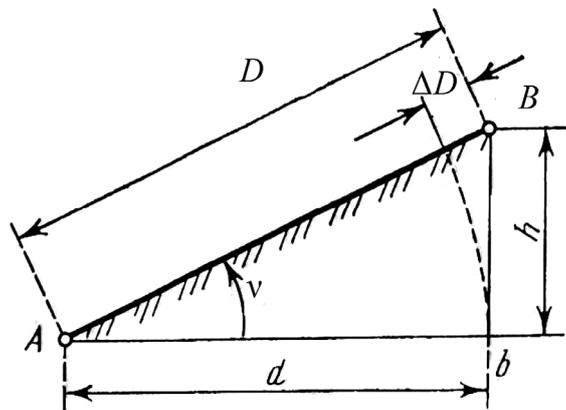


Рис. 12. Схема для определения горизонтального проложения отрезка линии

При углах меньше 10° их значения пропорциональны синусам этих углов: $\Delta D = -2D \frac{\sin^2 v}{4} = -\frac{1}{2} D \sin^2 v$. Так как $\sin v = \frac{h}{D}$, то

$$\Delta D = -D \frac{1}{2} \frac{h^2}{D^2} = -\frac{h^2}{2D}.$$

Формула вычисления поправки при известном превышении:

$$\Delta D = \frac{-h^2}{2D}.$$

Допустимая относительная ошибка измерений линий составляет: для хороших условий — $1/3000$, средних — $1/2000$, плохих (пашня, пески, переувлажненный грунт) — $1/1000$. Допустимые расхождения в двойных измерениях линий (в прямом и обратном направлениях) больше в $\sqrt{2}$, т. е. равны $1/2000$, $1/1500$ и $1/800$ соответственно.

Нитяный дальномер — это приспособление в зрительных трубах геодезических приборов в виде двух горизонтальных дальномерных штрихов, расположенных симметрично относительно перекрестия сетки нитей. Расстояние от прибора до рейки, установленной в конце измеряемого отрезка линии, вычисляют по разности отсчетов n , взятых по этим дальномерным штрихам (рис. 13):

$$D' = n \frac{f}{p},$$

где n — разность отсчетов на рейке; f — фокусное расстояние объектива (200 мм); p — расстояние между дальномерными штрихами сетки нитей (2 мм); $\frac{f}{p}$ — величина постоянная, коэффициент

$$k = \frac{200 \text{ мм}}{2 \text{ мм}} = 100.$$

Следовательно,

$$D' = kn;$$

$\delta + f = c$ — величина постоянная;

$$D = D' + \delta + f = kn + c,$$

где δ и f приборов с внутренней фокусировкой и имеют очень малые значения и ими можно пренебречь:

$$D \approx kn.$$

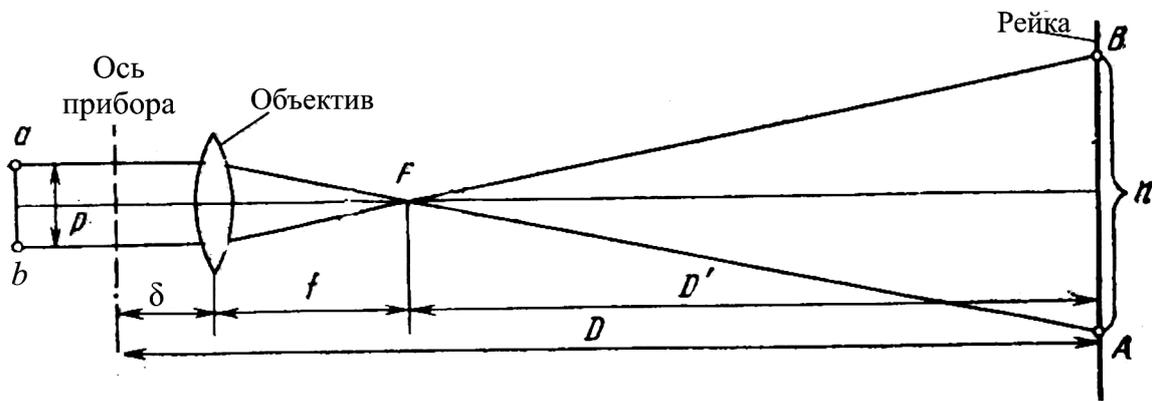


Рис. 13. Схема хода лучей в нитяном дальномере

Определение расстояний нитяным дальномером на склоне.

Принцип определения расстояний нитяным дальномером на склоне отображен на рис. 14:

$$M'N' = MN \cos v = n \cos v;$$

$$D = kn \cos v;$$

$$d = D \cos v = kn \cos v \cos v = kn \cos^2 v = 100n \cos^2 v.$$

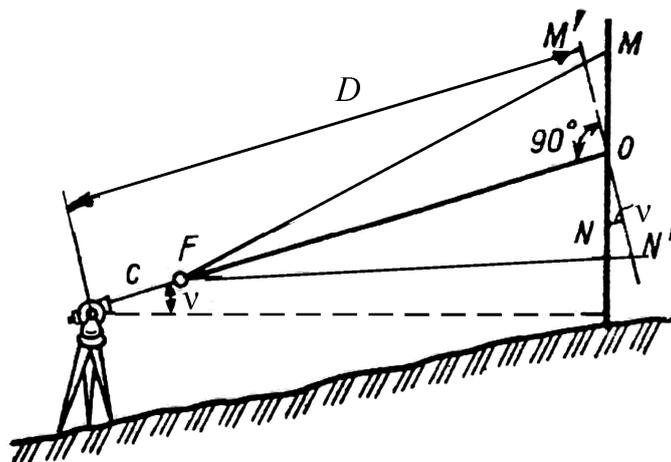


Рис. 14. Схема определения расстояния на склоне нитяным дальномером

Глава 3. ПЛАНОВЫЕ ОПОРНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

3.1. Государственные плановые геодезические сети

Геодезическая сеть — это совокупность закрепленных на земной поверхности пунктов, положение которых определено в общей для них системе координат. Пункты плановых государственных геодезических сетей закрепляют специальными подземными знаками-центрами, над которыми устанавливают пирамиды или сигналы (рис. 15).

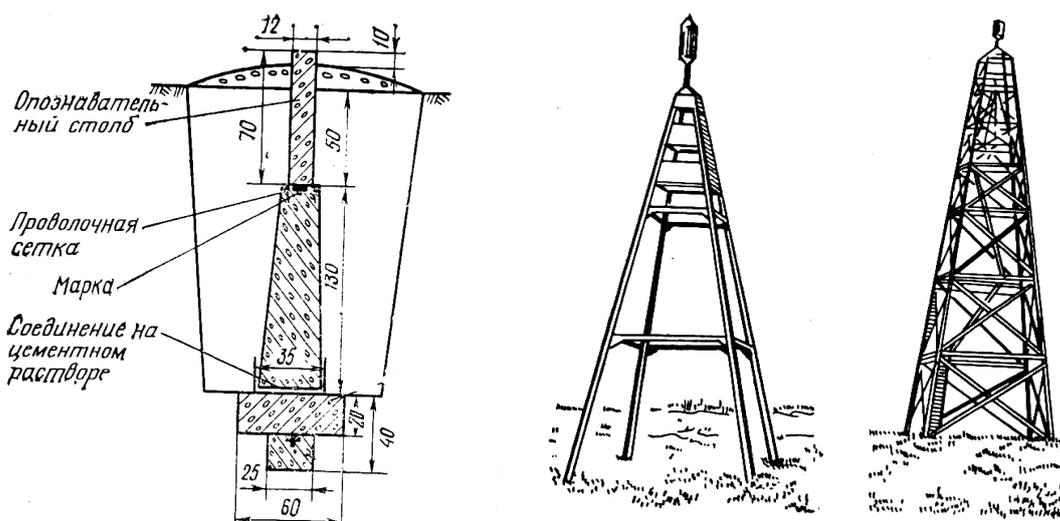


Рис. 15. Схемы центра пирамиды и сигнала плановых государственных геодезических сетей

Организация работ при построении и развитии геодезических сетей ведется по принципу от общего к частному: сначала создают каркас из опорных пунктов сети первого наиболее высокого класса, затем выполняют их сгущение, т. е. прокладывают между ними сети более низких классов. При этом на всех стадиях осуществляется систематический контроль точности выполнения работ.

При построении системы плановых государственных геодезических сетей в нашей стране применялись методы:

а) триангуляции — построения системы примыкающих друг к другу треугольников, в которых измеряли все углы и длины начальной и конечной сторон ряда (базисов);

б) трилатерации — построения аналогичной системы треугольников, в которых измеряли длины всех сторон, а в начальном и конечном треугольниках ряда — и горизонтальные углы;

в) полигонометрии — построения системы ломаных линий, в которых измеряли все углы поворота и расстояния между ними.

В настоящее время в основном применяется наземно-космический метод, при котором трехмерные координаты пунктов геодезических сетей определяют приборами спутниковой навигации GPS с использованием созвездий геодезических искусственных спутников Земли: российской системы ГЛОНАСС и американской NAVSTAR GPS.

Государственные геодезические сети нашей страны подразделяются на четыре класса. Точность построения возрастает от четвертого класса к первому.

3.2. Съемочное обоснование. Теодолитный ход

Пункты государственной геодезической сети являются опорой для сетей сгущения, которые, в свою очередь, используются для создания съемочных обоснований. Наиболее часто плановое съемочное обоснование создают проложением теодолитных ходов. При этом горизонтальные углы измеряют техническим теодолитом способом приемов, длины сторон — 20-метровой стальной мерной лентой дважды в прямом и обратном направлениях. Расхождение в длине сторон для нормальных условий не должно превышать 1 : 2000, для неблагоприятных (пашня, пески) — 1 : 1000. У одной из сторон измеряют магнитный азимут и вычисляют дирекционный угол.

На местности точки теодолитных ходов (вершины углов поворота) закрепляют колышками, забитыми до уровня поверхности земли, рядом с которыми вбивают сторожки — колышки высотой 15...20 см с указанным номером точки. Расстояние между смежными точками на незастроенной территории должно быть не больше 350 м и не меньше 40 м, на застроенной — не больше 350 м и не меньше 20 м. При обработке результатов измерений вычисляют дирекционные углы всех сторон теодолитного хода, приращения координат и координаты точек.

Связь между дирекционными углами и внутренними горизонтальными углами съемочного обоснования.

Для вычисления дирекционного угла линии съемочного обоснования (теодолитного хода) нужно к дирекционному углу предыдущей линии прибавить 180° и вычесть значение правого по ходу угла между этими линиями (рис. 16):

$$\alpha_{2,3} = \alpha_{1,2} + 180^\circ - \beta_2;$$

$$\alpha_{3,4} = \alpha_{2,3} + 180^\circ - \beta_3;$$

$$\alpha_n = \alpha_{n-1} + 180^\circ - \beta_{np}.$$

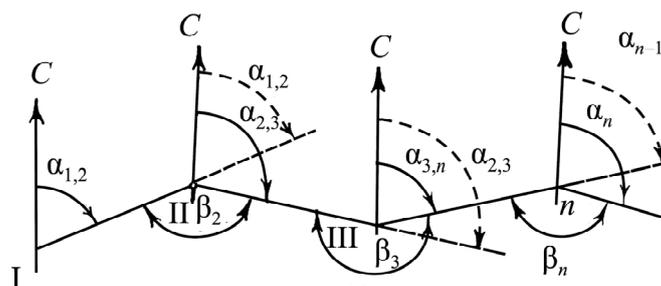


Рис. 16. Дирекционные углы и внутренние углы теодолитного хода

Прямая и обратная геодезические задачи.

Прямая геодезическая задача состоит в определении координат точки по известным координатам другой точки, направлению и горизонтальному положению отрезка линии между этими точками (рис. 17):

$$\Delta x = d \cos \alpha;$$

$$x_B = x_A + \Delta x = x_A + d_{A,B} \cos \alpha;$$

$$\Delta y = d \sin \alpha;$$

$$y_B = y_A + \Delta y = y_A + d_{A,B} \sin \alpha.$$

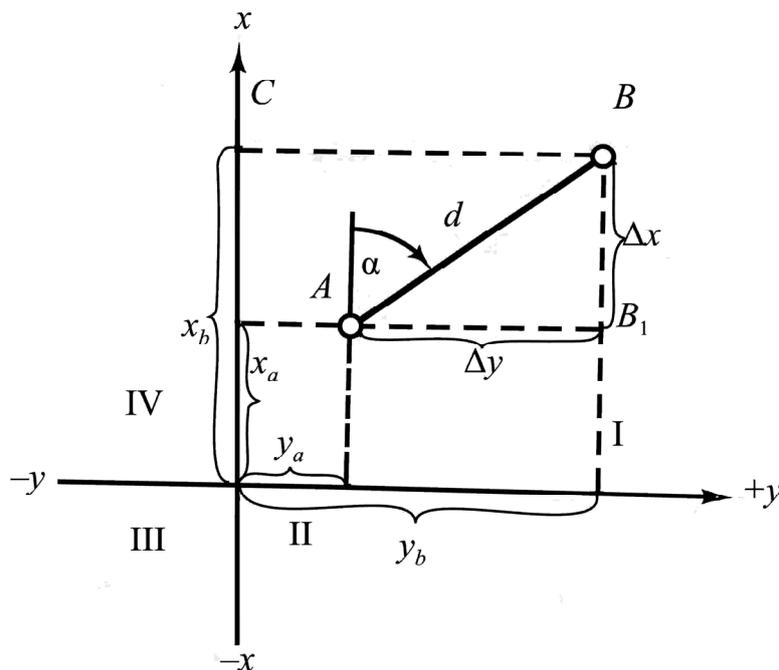


Рис. 17. Схема решения прямой и обратной геодезических задач

Обратная геодезическая задача состоит в определении направления и горизонтального положения отрезка линии между двумя точками по известным координатам этих точек:

$$\operatorname{tg} r_{AB} = \frac{\Delta y_{AB}}{\Delta x_{AB}} = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A};$$

$$r_{AB} = \operatorname{arctg} \frac{\Delta y_{AB}}{\Delta x_{AB}}.$$

В зависимости от знаков приращений абсцисс и ординат определяют номер четверти, название румба и значение дирекционного угла (табл. 1).

Связь между знаками приращений координат и названием румба

Знаки приращений координат		Номер четверти	Название румба r	Формула определения дирекционного угла α (см. рис. 7)
Δx	Δy			
+	+	I	СВ	$\alpha = r$
-	+	II	ЮВ	$\alpha = 180^\circ - r$
-	-	III	ЮЗ	$\alpha = 180^\circ + r$
+	-	IV	СЗ	$\alpha = 360^\circ - r$

Горизонтальное положение отрезка линии вычисляют по следующим формулам:

$$d_{AB} = \frac{\Delta y_{AB}}{\sin \alpha_{AB}};$$

$$d_{AB} = \frac{\Delta x_{AB}}{\cos \alpha_{AB}};$$

$$d_{AB} = \sqrt{\Delta x_{AB}^2 + \Delta y_{AB}^2}.$$

3.3. Теодолитная съемка

Теодолитная съемка представляет собой комплекс геодезических работ, выполняемых на местности для составления планов с контурами объектов местности (без рельефа).

Обоснование теодолитной съемки строят в виде замкнутого или разомкнутого теодолитного хода. Промеры с точек или линий теодолитного хода до характерных точек контуров местности выполняют следующими способами.

1. *Способ прямоугольных координат (перпендикуляров)*. С линии теодолитного хода восстанавливают перпендикуляры на характерные точки контуров местности. Измеряют расстояния x от предыдущей точки хода Π до оснований перпендикуляров и их длины y (рис. 18).

Для достижения необходимой точности выполнения съемки при построении перпендикуляров «на глаз» их длина не должна превышать 4 м для планов масштаба 1 : 500, 6 м для планов масштаба 1 : 1000 и 8 м для планов масштаба 1 : 2000.

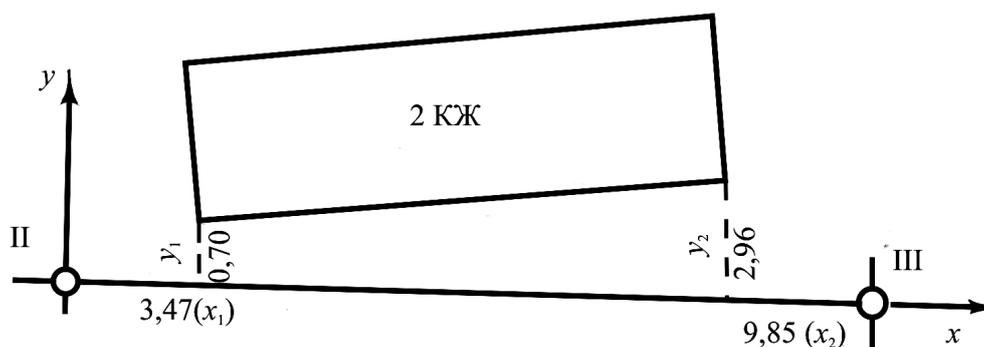


Рис. 18. Схема съемки точек ситуации способом перпендикуляров

2. *Способ полярных координат.* Установленным в точке съемочного обоснования теодолитом измеряют угол β между линией хода и снимаемой точкой, а мерной лентой или рулеткой — расстояние до нее d , т. е. радиус-вектор (рис. 19).

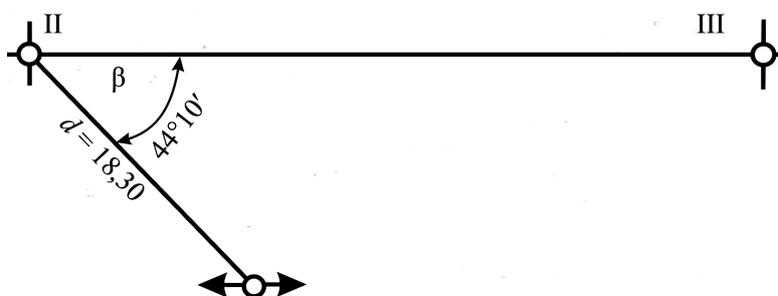


Рис. 19. Схема съемки точек способом полярных координат

Для составления планов масштаба 1 : 500 расстояния d не должны превышать 120 м, 1 : 1000 — 180 м и 1 : 2000 — 250 м.

3. *Способ угловых засечек.*

С двух соседних точек теодолитного хода измеряют горизонтальные углы между стороной хода и направлением на снимаемую точку (рис. 20).

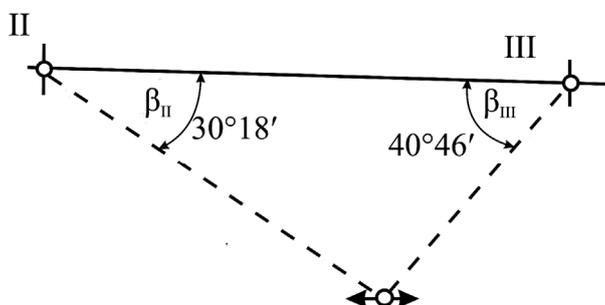


Рис. 20. Схема съемки точек способом угловых засечек

Значения углов β должны быть не менее 30° , лучше всего — близки к 60° .

4. *Способ линейных засечек.* С двух точек стороны теодолитного хода измеряют расстояния до снимаемой точки (рис. 21).

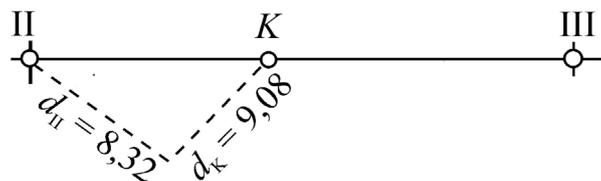


Рис. 21. Схема съемки точек способом линейных засечек:
 d_{II}, d_K — расстояния от точек хода

Этот способ целесообразно применять, когда расстояние d не превышает длину мерного прибора. Желательно, чтобы $d_{II} \approx d_K \approx d_{II-K}$.

5. *Способ створов.* Определяют положение точек, расположенных в створах сторон теодолитного хода (рис. 22).

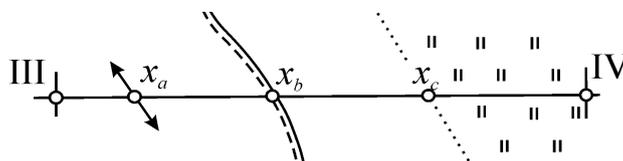


Рис. 22. Схема съемки точек способом створов:
 x_a, x_b, x_c — расстояния от точки III теодолитного хода до точек прохождения створов

6. *Способ обхода.* На местности выполняют прокладку дополнительного теодолитного хода по контуру снимаемого объекта между точками основного съемочного обоснования с измерением горизонтальных углов и длин сторон (рис. 23).

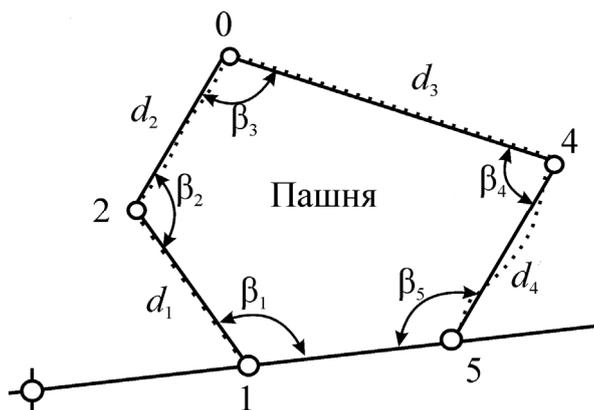


Рис. 23. Схема съемки ситуации способом обхода

Результаты измерений фиксируют на **абрисе** — схематическом чертеже, отображающем контуры местности, который дополняют пояснением словами или условными знаками вида ситуации. Абрис используют при составлении плана.

Глава 4. НИВЕЛИРОВАНИЕ

4.1. Сущность и методы нивелирования

Нивелирование — это совокупность геодезических работ по определению превышений для последующего вычисления высот точек над принятой уровенной поверхностью.

Превышение h является разностью высот точек. Если последующая точка выше предыдущей, то превышение имеет знак «+», если ниже — знак «-». Численное значение высоты называется **отметкой**.

Виды нивелирования:

1. *Геометрическое* — горизонтальным лучом нивелира с использованием нивелира и вертикально установленных реек.

2. *Тригонометрическое* — наклонным лучом с последующим вычислением превышения по углу наклона и расстоянию до точки, с использованием формул тригонометрии.

3. *Физическое*:

а) *барометрическое* — с вычислением превышений по разности атмосферного давления;

б) *гидростатическое* — по разности высот жидкости в сообщающихся сосудах;

в) *радиолокационное* — по времени прохождения радиоволны от прибора, установленного на самолете, до поверхности Земли.

4. *Стереофотограмметрическое* — по результатам измерений на выполненных с разных точек парных аэрофотоснимках участка местности.

5. *Автоматическое (механическое)* — установленным на транспортном средстве специальным прибором, вычерчивающим при его движении профиль местности.

6. *Наземно-космическое* — с помощью геодезических приборов спутниковой навигации GPS.

Способы геометрического нивелирования.

1. *Способ «из середины»*. В точках A и B устанавливаются нивелирные рейки, а посередине между ними — нивелир (рис. 24).

Снимают отсчеты по задней рейке a и передней — b . Превышение равно разнице отсчетов:

$$h = a - b.$$

При отсчете a больше b , превышение имеет знак «+», меньше — знак «-».

При известной высоте точки A (H_A) высота точки B вычисляется по формуле

$$H_B = H_A + h.$$

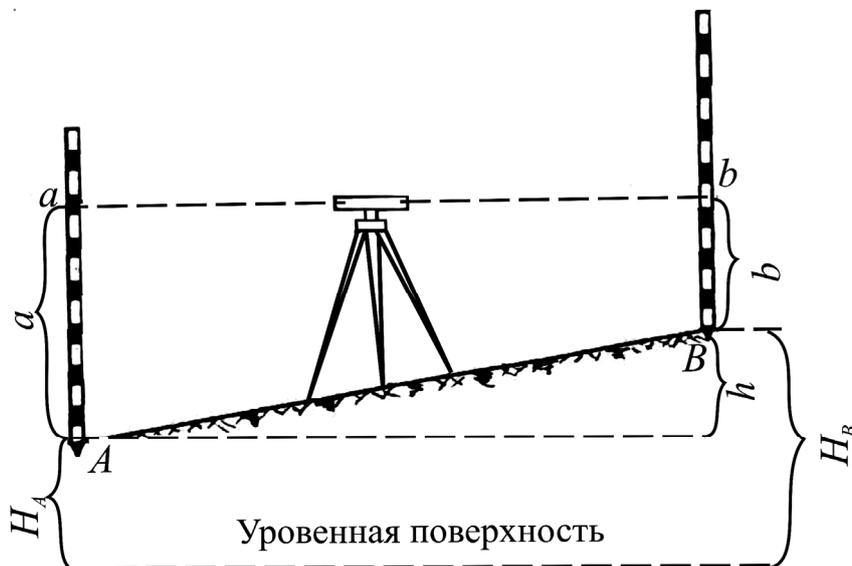


Рис. 24. Схема определения превышения способом «из середины»

2. Способ «вперед». В точке A устанавливают нивелир, в точке B — рейку. Рейкой или рулеткой измеряют высоту прибора ВП и горизонтальным лучом берут отсчет b по передней рейке (рис. 25). Превышение равно разнице высоты прибора ВП и отсчета b :

$$h = \text{ВП} - b;$$

$$H_B = H_A + h.$$

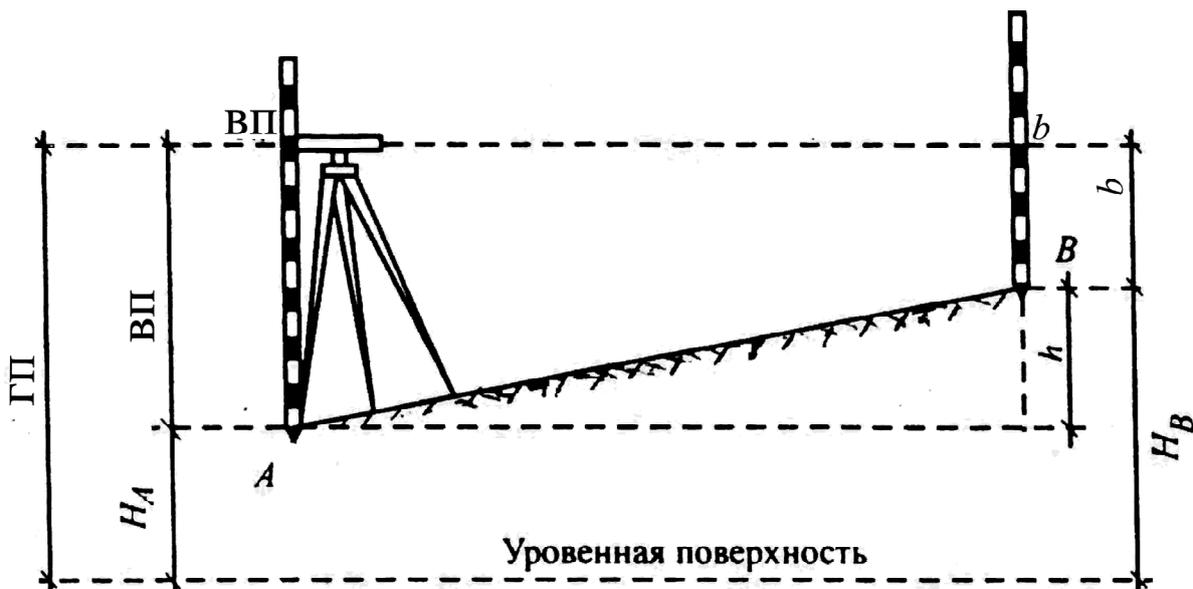


Рис. 25. Схема определения превышения способом «вперед»

Определение отметок нескольких точек с одной станции.

Горизонт прибора (ГП) — это высота визирного луча над ур-
 венной поверхностью. Ее вычисляют, когда необходимо опреде-
 лить отметки (высоты) нескольких точек местности прибором, ус-
 тановленным на одной точке, т. е. с одной станции (рис. 26).

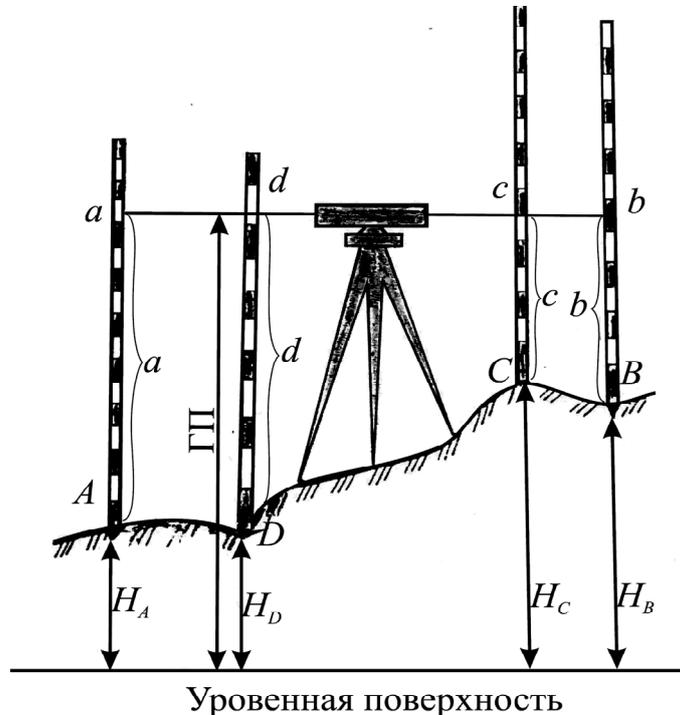


Рис. 26. Схема определения высот промежуточных точек
 через горизонт прибора

Согласно схеме

$$\text{ГП} = H_A + a = H_B + b;$$

$$H_C = \text{ГП} - c;$$

$$H_D = \text{ГП} - d.$$

То есть для вычисления горизонта прибора нужно к отметке точки прибавить выраженный в метрах отсчет по черной стороне установленной на ней рейки.

Для вычисления отметки промежуточной (плюсовой) точки нужно из значения горизонта прибора вычесть отсчет по установленной на ней рейке.

Контроль нивелирования.

Для контроля нивелирования на каждой станции (в точке установки прибора) работу выполняют дважды: или при двух горизонтах прибора, или по черным и красным сторонам двухсторонних реек.

На черной стороне двухсторонней рейки оцифровка шкалы начинается с нуля, на красной — с какой-либо условной величины, например 4687 мм или 4,687 м. При техническом нивелировании расхождение в вычисленных превышениях и при двух горизонтах приборов, и по черным и красным сторонам реек не должно превышать 5 мм.

Классификация нивелиров и реек.

По точности отечественные нивелиры разделяют на высокоточные (Н05), точные (Н3) и технические (Н10) (рис. 27), где Н — нивелир, числа 05, 3, 10 — максимальная средняя квадратическая ошибка (в мм) определения превышения на 1 км двойного хода.

По способу приведения визирной оси в горизонтальное положение нивелиры подразделяют на уровенные (с цилиндрическим уровнем, Н3) и самоустанавливающиеся (с компенсатором, Н3К). Также выпускают нивелиры с горизонтальным кругом, позволяющим с невысокой точностью измерять горизонтальные углы (Н10Л; Л — наличие лимба).

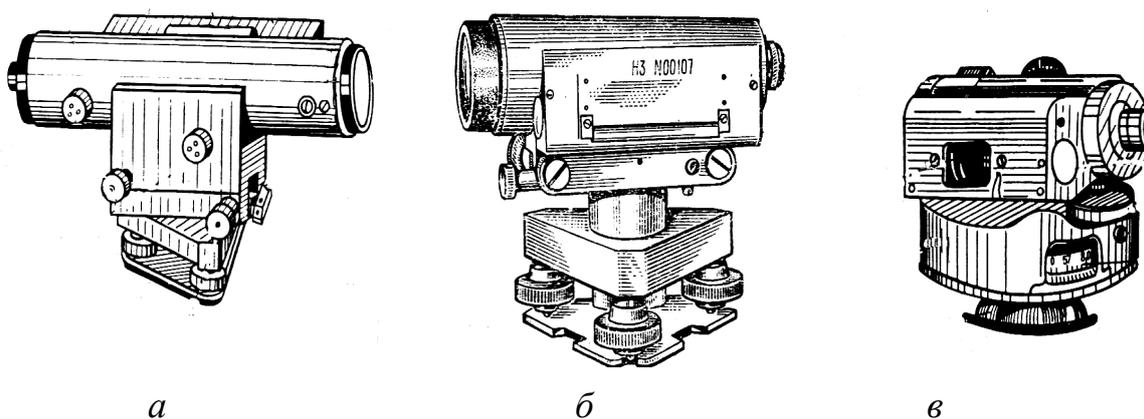


Рис. 27. Виды нивелиров по точности: *а* — высокоточные; *б* — точные; *в* — технические

Каждому классу нивелира соответствует определенная марка рейки: РН05, РН3, РН10 (рис. 28).

В настоящее время выпускаются высокоточные лазерные цифровые нивелиры, автоматически регистрирующие отсчеты по рейкам. Автоматизирован и весь процесс обработки результатов измерений.

Государственная высотная геодезическая сеть, так же как и плановая, подразделяется на четыре класса и строится с соблюдением принципа «от общего к частному». Работа выполняется методами высокоточного геометрического нивелирования.

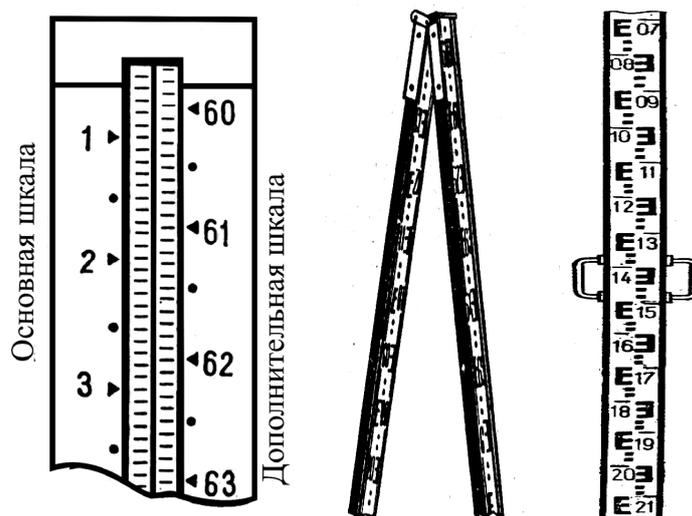


Рис. 28. Рейки для высокоточного, технического и точного нивелирования

Нивелирная сеть I класса, связывающая водомерные посты морей, прокладывается по специальному проекту преимущественно вдоль крупных рек, трасс железных или шоссейных дорог и является базой для построения сети II класса. Нивелирная сеть II класса создается между пунктами I класса в виде полигонов периметром 500...600 км. Нивелирные сети III и IV классов служат для сгущения сетей I и II классов, опираясь на их пункты. В сети III и IV классов обязательно включают все пункты государственной плановой геодезической сети.

Пункты государственной высотной геодезической сети закрепляются постоянными реперами или марками через 5...7 км, а в труднодоступных районах — через 10...15 км.

4.2. Разбивочные и нивелирные работы при изыскании и строительстве сооружений линейного типа

Основным назначением инженерно-геодезических изысканий линейного сооружения является получение топографо-геодезических материалов, обеспечивающих возможность оптимального выбора его положения.

4.2.1. Разбивка трассы линейного сооружения

Трасса — это ось проектируемого линейного сооружения (дороги, трубопровода, канала). Комплекс изыскательных работ по выбору трассы согласно техническим и экономическим условиям называется **трассированием**.

Камеральным трассированием является проектирование трассы по картам, планам, материалам аэрофотосъемки, цифровым моделям местности.

Полевое трассирование — это инженерно-геодезические работы при разбивке трассы на местности (определении расположения и закреплении ее точек) с уточнением их мест нахождения.

Положение трассы определяют фиксированием ее главных точек: начала трассы (НТ), конца трассы (КТ), углов поворота трассы (ВУ), точек пересечения с осями существующих инженерных сооружений. Все эти точки на местности закрепляют специальными знаками (столбами, металлическими трубками или уголками). Если длина прямолинейного участка больше 1 км, то через каждые 500...600 м устанавливают створный знак. Между углами поворотов и створными знаками выполняют вешение. Все углы поворотов измеряют теодолитом 2Т30 (4Т30) способом приемов.

Разбивка пикетажа.

При разбивке пикетажа на местности закрепляют концы отрезков, горизонтальные проложения которых равны 100 м. Если трасса проходит по склону крутизной более 20°, то длину отрезка между пикетами вычисляют по формуле

$$l = \frac{100 \text{ м}}{\cos v},$$

где v — угол наклона.

Концы отрезков (пикеты) закрепляют деревянными колышками, вбитыми до уровня поверхности земли. Рядом с ними забивают колышки высотой 15...20 см (сторожки), на которых пишут номер пикета. Начало трассы обозначают пикетом с номером ноль (ПК0), затем идут пикеты № 1, № 2 (ПК1, ПК2) и т. д. Характерные точки рельефа, являющиеся плюсовыми точками, закрепляют сторожками, на которых указывают расстояние от предыдущего пикета (пикетажное значение) по ходу трассы, например ПК1 + 40 м.

При изысканиях дорог и каналов вдоль трассы выполняют съемку полосы местности (преимущественно методом перпендикуляров) и строят поперечники. Результаты всех измерений на трассе заносят в пикетажную книжку.

Разбивка главных точек круговой кривой и вычисление их пикетажных значений.

В местах поворота трассы большинства линейных сооружений устраивают закругления. При этом закрепляют главные точки кри-

вой: начало (НК), конец (КК) и середину кривой (СК). Для определения их положения измеряют горизонтальный угол β между предыдущей и последующей линиями (рис. 29) и вычисляют угол поворота трассы θ :

$$\theta = 180^\circ - \beta.$$

Значения основных элементов кривой вычисляют по формулам:

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\theta}{2},$$

где T — тангенс; R — радиус круговой кривой;

$$K = \frac{\pi R \theta}{180^\circ},$$

где K — кривая;

$$B = \frac{R}{\cos \frac{\theta}{2}} - R,$$

где B — биссектриса;

$$D = 2T - K,$$

где D — домер.

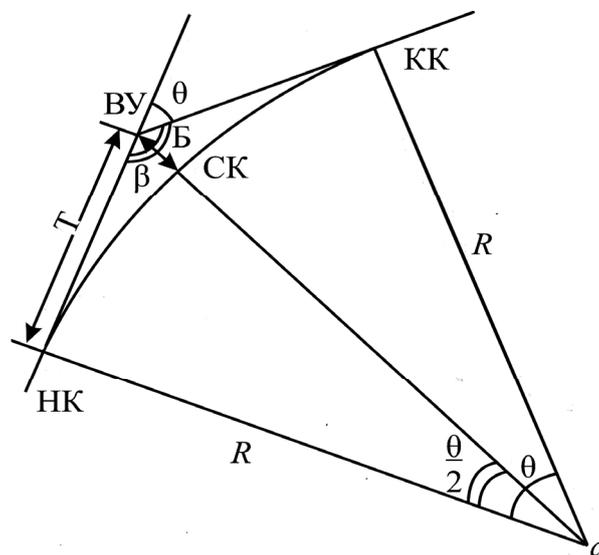


Рис. 29. Схема разбивки круговой кривой

Величина радиуса R круговой кривой определяется категорией сооружения (берется из соответствующего отраслевого СНиП). Зная пикетажное значение вершины угла поворота ПК ВУ (расстояние от начала трассы до вершины угла поворота), вычисляют пикетажные значения главных точек кривой:

$$\text{ПК НК} = \text{ПК ВУ} - T;$$

$$\text{ПК КК} = \text{ПК НК} + K;$$

$$\text{ПК СК} = \text{ПК НК} + \frac{K}{2}.$$

Для контроля вычисляют:

$$\text{ПК КК} = \text{ПК ВУ} + T - Д;$$

$$\text{ПК СК} = \text{ПК КК} - \frac{K}{2}.$$

Для нахождения на местности положения главных точек круговой кривой от вершины угла поворота в обе стороны откладывают отрезки, равные величине вычисленных тангенсов, и получают точки начала и конца кривой. Затем с помощью теодолита горизонтальный угол β делят пополам и, отложив по полученному направлению значение биссектрисы, находят положение точки середины кривой.

Детальная разбивка круговых кривых способом перпендикуляров (прямоугольных координат). Вынос пикета на кривую.

В зависимости от длины кривой и необходимой точности ее построения детальную разбивку круговой кривой выполняют с интервалом 1, 2, 5, 10 и 20 м. Вычисляют величину центрального угла φ , соответствующего нужному интервалу k :

$$\varphi = \frac{k}{\pi R} 180^\circ.$$

Затем, приняв направление НК—ВУ за ось абсцисс, а перпендикулярное к нему направление за ось ординат (рис. 30), вычисляют координаты точки конца 1-го интервала кривой:

$$x_1 = R \sin \varphi;$$

$$y_1 = R - R \cos \varphi = R(1 - \cos \varphi) = 2R \sin^2 \frac{\varphi}{2}.$$

Координаты точек конца 2-го и 3-го интервалов находят по следующим формулам:

$$x_2 = R \sin 2\varphi; \quad x_3 = R \sin 3\varphi;$$

$$y_2 = 2R \sin^2 \varphi; \quad y_3 = 2R \sin^2 \frac{3}{2}\varphi \text{ и т. д.}$$

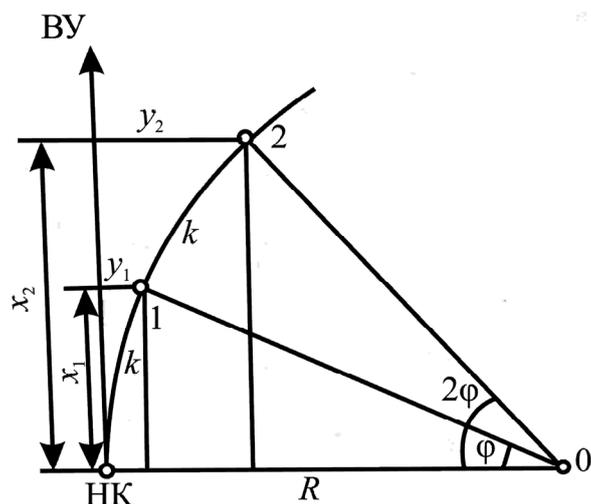


Рис. 30. Схема детальной разбивки круговой кривой способом перпендикуляров

Аналогично выполняют расчеты для выноса на кривую пикета, если он оказался на закруглении трассы. При этом в качестве k вместо заданной величины интервала принимают расстояние от начала или конца кривой до пикета. Например, если $\text{ПК НК} = \text{ПК2} + 76,4$ м, тогда расстояние от начала кривой до следующего (третьего) находящегося на кривой пикета $k = 300,00 - 276,40 = 23,60$ м.

4.2.2. Техническое нивелирование трассы

Целью технического нивелирования трассы является определение высот всех ее закрепленных точек (пикетов, плюсовых точек, главных точек кривых, поперечников). Точки, в которых по установленным рейкам берут отсчеты с обеих соседних станций, являются связующими (ПК1, ПК2, ПК3 и т. д.), все необходимые для построения профиля точки между связующими являются промежуточными, точки справа и слева от трассы — точками поперечников (рис. 31).

Работу выполняют четыре исполнителя: наблюдатель, записатор и два реечника.

Записатор фиксирует значения отсчетов в журнале нивелирования трассы и непосредственно на станции вычисляет превышения между связующими точками.

Работа проводится в основном методом «из середины». Начало и конец трассы обычно привязывают к реперам или маркам государственной нивелирной сети: на станции 1 первое превышение определяют между исходным репером R_p и началом трассы — нулевым пикетом ПК0, на станции 2 — между ПК0 и ПК1, на станции 3 —

между ПК1 и ПК2 и т. д.; последнее превышение определяют между концом трассы (ПК КТ) и наиболее близким к нему репером. Для контроля на каждой станции отсчеты по рейкам, установленным на реперах и в связующих точках, берут дважды: по черным и красным сторонам. Расхождения в превышениях не должны превышать 5 мм.

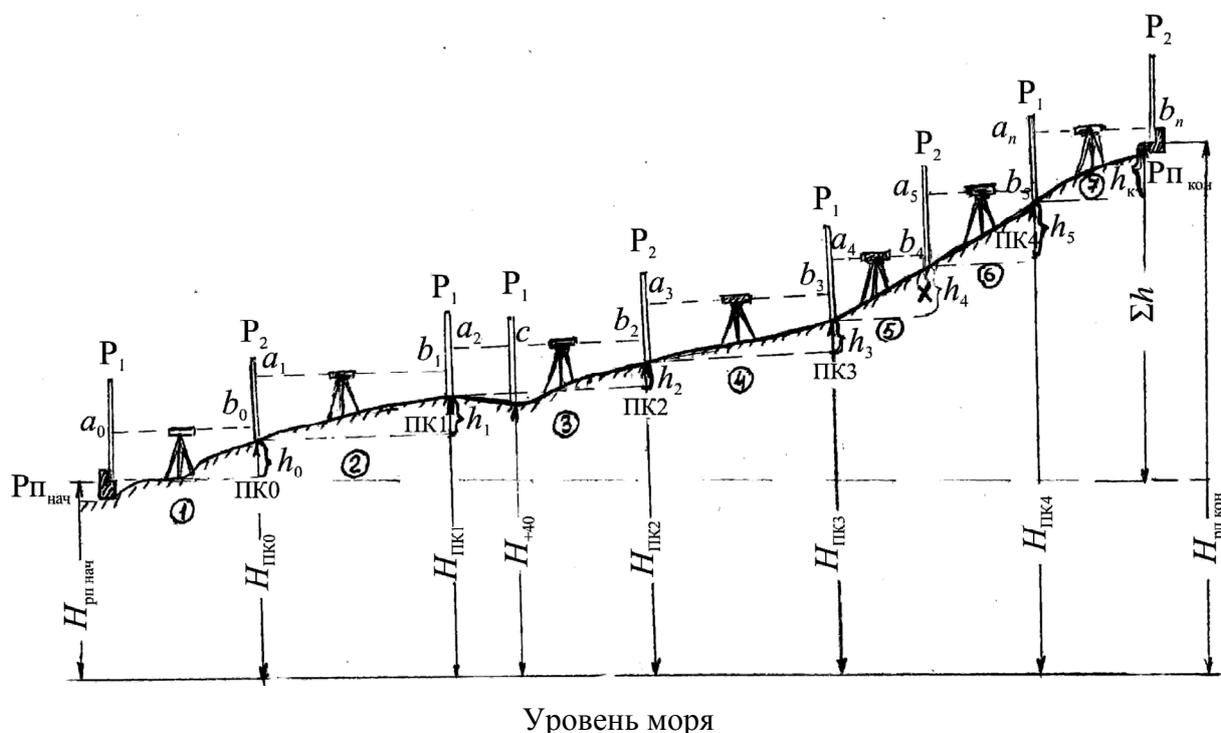


Рис. 31. Схема выполнения технического нивелирования трассы

Если вследствие большой крутизны склона невозможно с одной станции взять отсчеты на заднюю и переднюю точки (ПК3—ПК4, см. рис. 31), то выбирают дополнительную связующую (иксовую) точку X , расстояние до которой можно не измерять. Берут отсчеты и определяют превышения сначала между пикетной (ПК3) и иксовой точкой, потом между иксовой и следующей пикетной точкой (ПК4). При наличии на крутом склоне между пикетами плюсовой точки целесообразно в качестве связующей взять ее.

Отсчеты по рейкам, устанавливаемым между связующими точками в характерных точках рельефа (плюсовых точках), а также в главных точках кривых и на поперечниках, берут только с одной станции и только по черной стороне рейки.

Результаты записывают простым карандашом в журнал нивелирования трассы, заканчивая каждую страницу передней связующей точкой.

Длина визирного луча должна быть не меньше 10 м и не больше 100 м. На крутых склонах для увеличения расстояний до реек (плеч) нивелир переносят в сторону от трассы, соблюдая их равенство.

Среди способов контроля результатов нивелирования всей трассы выделяют:

1) основной — описанное выше нивелирование между реперами и марками государственной геодезической сети; расхождение не должно превышать допустимого значения, вычисленного по формуле

$$f_{h \text{ доп}} = \pm 50 \text{ мм} \sqrt{L},$$

где L — длина нивелируемой линии, км;

2) нивелирование в два нивелира — превышения между связующими точками не должны отличаться более чем на 5 мм;

3) нивелирование в прямом и обратном направлениях (в прямом все точки трассы, в обратном — только связующие) — превышения между соответственными связующими точками, имея противоположные знаки, численно не должны отличаться более чем на 5 мм;

4) замыкание хода — сумма превышений должна быть равна нулю; расхождение не более допустимого $f_{h \text{ доп}} = \pm 50 \text{ мм} \sqrt{L}$ (в основном когда трасса огибает какой-то объект, а также при площадном нивелировании).

Высоты (отметки) всех точек вычисляют в камеральных условиях: связующих — используя значения превышений, а промежуточных (плюсовых и точек поперечников) — через горизонт прибора.

4.3. Тригонометрическое нивелирование

Основным методом определения превышений при тахеометрической съемке является тригонометрическое нивелирование. Для его выполнения над задней точкой устанавливают теодолит и измеряют высоту прибора ВП. На переднюю точку устанавливают рейку, наводят на нее перекрестие сетки нитей зрительной трубы, определяют угол наклона v и расстояние d (рис. 32).

Из рисунка видно:

$$h' = d \operatorname{tg} v;$$

$$h + l = h' + \text{ВП}; \quad h = h' + \text{ВП} - l;$$

$$h = d \operatorname{tg} v + \text{ВП} - l.$$

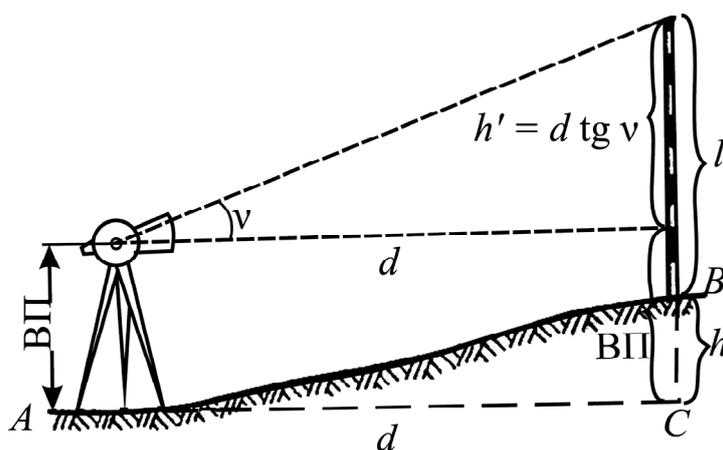


Рис. 32. Схема тригонометрического нивелирования

Если на рейке отметить положение ВП, привязав цветную ленточку, и навести на нее перекрестие сетки нитей, то $ВП = l$, поэтому

$$h = d \operatorname{tg} v.$$

При расстоянии D , измеренном нитяным дальномером, горизонтальное проложение вычисляется по формуле $d = D \cos^2 v$, и превышение составляет:

$$h' = d \operatorname{tg} v = D \cos^2 v \operatorname{tg} v = D \cos^2 v \frac{\sin v}{\cos v} = D \cos v \sin v = \frac{D}{2} \sin 2v;$$

$$h = h' + ВП - l = \frac{D}{2} \sin 2v + ВП - l.$$

При известной отметке задней точки A (H_A) отметку передней точки B вычисляют по формуле

$$H_B = H_A + h.$$

Точность тригонометрического нивелирования в основном зависит от точности определения расстояния D и угла наклона v . Действующие инструкции допускают ошибку при вычислении превышений в 4 см на каждые 100 м измеренной линии:

$$f_h = \pm 0,04D (100 \text{ м}).$$

Глава 5. ТАХЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКА

При тахеометрической съемке, в отличие от теодолитной, одновременно определяют и плановое, и высотное положение точек, позволяющее построить топографический план местности.

Обоснованием тахеометрической съемки (тахеометрическим ходом) может служить теодолитно-нивелирный или теодолитно-высотный ход, в котором выполняют геодезические измерения для вычисления не только планового положения точек, но и их высот.

В теодолитно-нивелирном ходе превышения определяют методом геометрического нивелирования, в теодолитно-высотном — тригонометрического нивелирования дважды в прямом и обратном направлениях. При измерении каждого вертикального угла берут отсчеты при двух положениях вертикального круга. Расхождение в результатах измерений расстояния нитяным дальномером в прямом и обратном направлениях f_d доп не должно превышать значения, вычисляемого по формуле

$$f_{d \text{ доп}} = \pm \left(\frac{\sum D}{400 \sqrt{n}} \right),$$

где $\sum D$ — сумма длин линий хода; n — число линий хода.

Допустимую невязку в превышениях замкнутого теодолитно-высотного хода находят следующим образом:

$$f_{h \text{ доп}} = \frac{\pm 0,04 \sum D (100 \text{ м})}{\sqrt{n}}.$$

Съемку местности выполняют с точек съемочного обоснования (станций) методом полярных координат. Для этого на станции устанавливают теодолит-тахеометр (или электронный тахеометр), приводят его в рабочее положение, совмещают нулевое деление лимба с направлением одной из сторон хода, принятой за полярную ось, и поочередно наводят зрительную трубу на рейку или отражатель, установленные в снимаемых (речных) точках. При этом отсчеты по горизонтальному кругу являются значениями полярных углов.

Для определения полярного расстояния техническим теодолитом-тахеометром производят дальномерные отсчеты по рейке. Работая с электронным тахеометром, используют встроенный дальномер. Превышения и горизонтальные расстояния между станцией и точками местности вычисляют, используя соответствующие формулы тригонометрического нивелирования или применяя специальные компьютерные программы.

При съемке ситуации в качестве ее характерных точек принимают углы контуров угодий, строений, дорожной сети, объектов гидрографии и гидротехнических сооружений, выходы подземных

коммуникаций, опоры линий связи и электропередачи. Параллельно выполняют съемку рельефа. Расстояние между реечными точками на относительно ровной поверхности и на однородных склонах должно соответствовать 2...3 см на плане. На холме точки обязательно располагают на вершине и вдоль подошвы, в котловане — на ее дне и по бортам, на хребте — по линиям водораздела и на подошве, в балках и оврагах — на бровках и тальвегах (водотоках), а также на всех формах рельефа — в местах изменения крутизны скатов.

Результаты записывают в журнал тахеометрической съемки или вносят в память электронного тахеометра. Параллельно ведут абрис, где схематически указывают взаимное положение снимаемых точек различных объектов, их сквозные для всего участка номера и направления скатов между точками (стрелками).

Глава 6. ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПРОЦЕССОВ. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

6.1. Разбивочные работы. Устройство строительной обноски

Под **разбивкой** понимается комплекс геодезических работ по перенесению с генерального плана на местность осей и наиболее значимых точек сооружения. Вынос точек на местность является процессом, обратным съемке.

Способы выноса на местность проектных точек.

1. Способ прямоугольных координат — от точки съемочного обоснования в сторону другой соседней его точки откладывают расстояние, соответствующее горизонтальному проложению d_1 , до точки M , в которой теодолитом строят прямой угол, и по полученному направлению откладывают проектную длину отрезка d_2 (рис. 33, *а*).

2. Способ угловой засечки используется преимущественно при разбивке мостовых переходов и гидротехнических сооружений. С пунктов мостовой триангуляции строят проектные углы β_2 и β_3 . Для достижения наибольшей точности $\beta_2 \approx \beta_3$, $\beta_k \approx 90^\circ$ (рис. 33, *б*).

3. Способ полярных координат — в точке съемочного обоснования теодолитом строят проектный угол β и откладывают от нее мерной лентой проектное расстояние d (рис. 33, *в*).

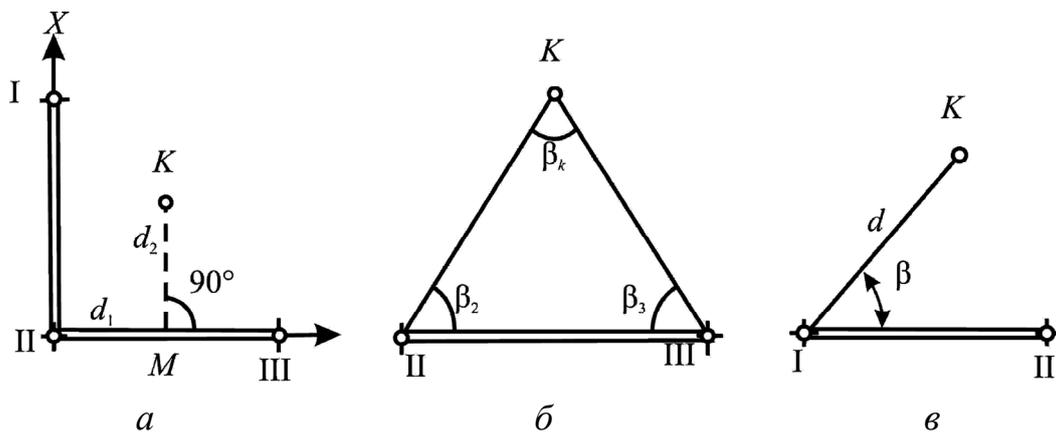


Рис. 33. Вынос на местность точек сооружения способами: *a* — прямоугольных координат; *b* — угловой засечки; *в* — полярных координат

4. Способ линейной засечки осуществляют нахождением точки пересечения двух отложенных проектных расстояний (рис. 34). Данный способ целесообразно применять при достаточной густоте геодезической основы, когда расстояние от ее пунктов до переносимой точки не превышает длины мерного прибора.

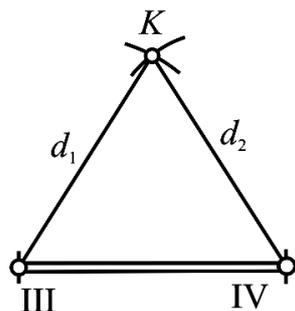


Рис. 34. Вынос на местность точки способом линейной засечки

5. Способ створной засечки — положение проектной точки определяется пересечением двух створов, получаемых одновременно двумя теодолитами, установленными в двух пунктах геодезической основы (рис. 35).

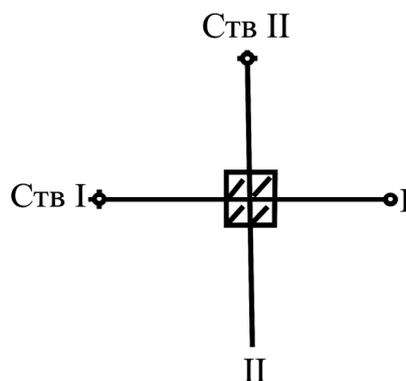


Рис. 35. Вынос на местность точки способом створной засечки

Разбивку комплекса сооружений наиболее удобно выполнять с помощью **строительной сетки**, представляющей собой систему квадратов или прямоугольников со сторонами 50, 100 или 200 м. Линии строительной сетки располагают параллельно осям сооружений (рис. 36).

Запроектированные пункты строительной сетки наносят на кальку, перекалывают на генеральный план объекта, затем:

- а) с технической точностью переносят на местность;
- б) по результатам точных геодезических работ на местности вычисляют фактические координаты пунктов сети;
- в) определяют величину их смещения от проектного положения по осям X и Y ;
- г) производят редуцирование, т. е. исправление положений точек;
- д) выполняют контроль (прокладкой полигонометрического хода);
- е) полученные точки закрепляют постоянными знаками.

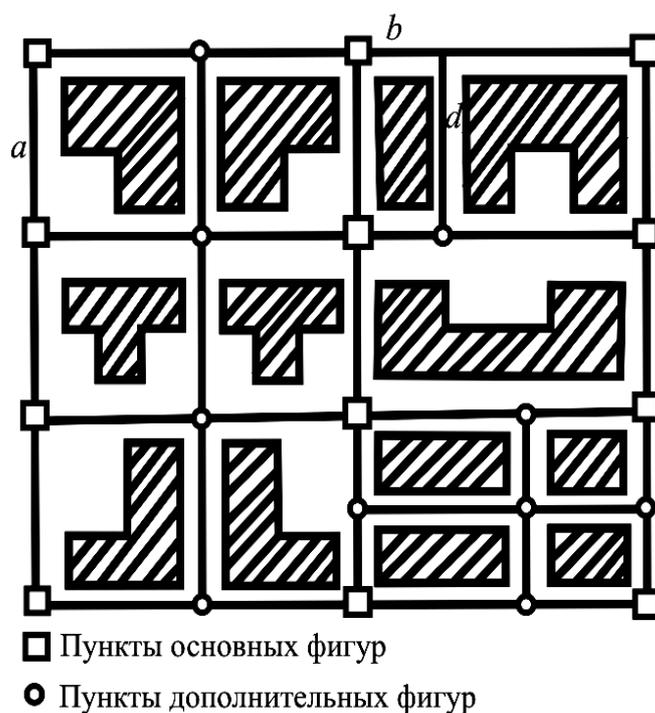


Рис. 36. Схема строительной сетки сооружения

Устройство строительной обноски и перенесение на нее осей сооружения.

На строительной площадке оси сооружения закрепляют на строительной обноске. Для устройства обноски на расстоянии примерно 3 м от верхней бровки будущего котлована примерно параллельно основным осям запроектированного сооружения через равные расстояния вкапывают деревянные столбы. Посередине конту-

ра устанавливают нивелир, переносят на все столбы нулевой горизонт (отметку чистого пола первого этажа) и на этом уровне срезают верхнюю часть столбов. Затем на одном уровне с верхними срезами столбов с внешней стороны прибавляют доски толщиной 40 мм и переносят на них основные оси сооружения. Для этого устанавливают теодолит над точкой I, визируют на точку II и на продолжении визирного луча намечают на доске обноску точку A_2 , переводят зрительную трубу через зенит и на противоположной стороне обноска намечают точку A_1 (рис. 37). Точку A_1 переносят при двух положениях вертикального круга. В случае несовпадения фиксируют среднее расстояние между отмеченными на доске точками A_1 и A_2 . Точки A_1 и A_2 закрепляют на доске прорезью, в которую забивают гвоздь. Аналогично переносят оси $B_1—B_2$, $C_1—C_2$, $D_1—D_2$. Для контроля ось $A_1—A_2$ переносят с точки II, ось $B_1—B_2$ — с точки III и т. д.

Положение точек дополнительных осей на обноске определяют промерами металлической рулеткой от точек основных осей и закрепляют вырезами с гвоздями или только гвоздями.

Наряду с описанной применяют обноска в виде отдельных секций (скамеек), изготовленных из металла.

Вследствие того что в процессе строительства обноска может быть повреждена, оси сооружения дополнительно фиксируют на стенах ближайших капитальных зданий способом окраски: в створе с осью наносят тонкую риску, а по обе стороны от нее — более широкие короткие риски.

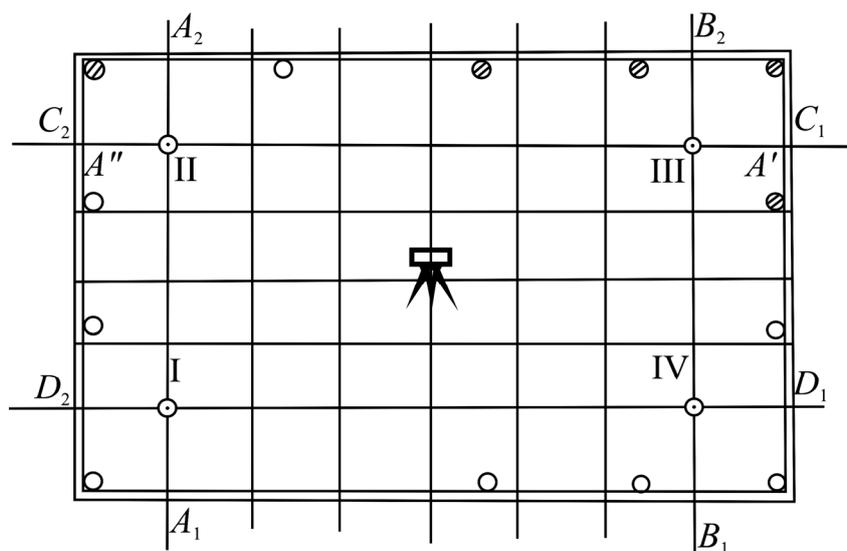


Рис. 37. Строительная обноска

6.2. Передача осей и отметок на монтажный горизонт

Конструкции большинства зданий должны располагаться вертикально по всей высоте. Для этого опорные пункты разбивочной сети проецируют последовательно на монтажные горизонты с 1-го этажа на 2-й, с 1-го на 3-й, с 1-го на 4-й и т. д. На зданиях высотой до пяти этажей проецирование выполняют теодолитом, установленным над створной точкой на расстоянии, превышающем высоту сооружения (рис. 38). У зданий высотой более пяти этажей и сооружений выше 15 м проецирование осуществляется приборами вертикального проецирования — зенит-приборами. Разбивочная сеть на каждом этаже должна состоять не менее чем из трех опорных пунктов. Оптимальным считается нахождение двух пунктов на наиболее длинной стороне разбивочной сети, а третьего — на линии, перпендикулярной к ней.

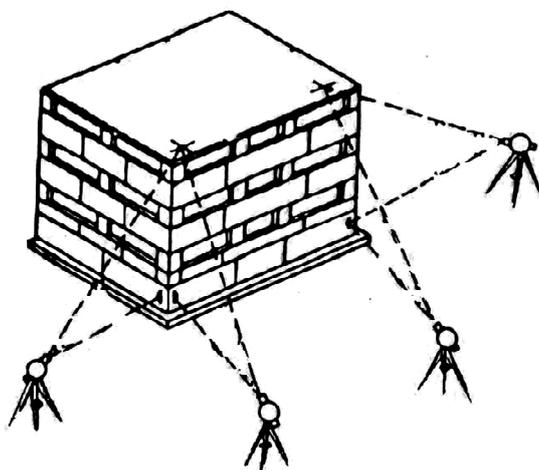


Рис. 38. Схемы передачи осей на монтажные горизонты

Высотная основа крупного строительного объекта.

Для обеспечения надлежащего контроля высотного положения деталей сооружений на строительной площадке должно быть не менее трех строительных реперов. При возведении многоэтажных зданий внутренней высотной основой должны служить как минимум три репера, расположенные в фундаменте или стенах 1-го этажа. На каждом монтажном горизонте должно быть не менее двух реперов.

6.3. Исполнительные съемки, наблюдения за деформациями сооружений

Исполнительными называются инженерно-геодезические съемки строящихся или законченных объектов, предназначенные для выявления фактического положения деталей сооружения в пла-

не и по высоте, определения величины их отклонения от проекта. Исполнительные съемки выполняются изложенными выше методами топографических съемок после завершения каждого этапа строительства. По результатам исполнительных съемок заказчик дает разрешение на выполнение следующего этапа работ.

В пределах строительной площадки геодезической основой исполнительных съемок являются центры пунктов плановой и высотной разбивочной сети, на зданиях и сооружениях — закрепленные оси и сеть реперов.

Исполнительная документация, на основе которой принимают строительный объект, включает исполнительный генеральный план, исполнительные чертежи по элементам строительства, каталоги координат опорных геодезических пунктов и отметок реперов, альбомы обмерных чертежей. В зависимости от размера сооружений исполнительные генпланы составляют в масштабах 1 : 2000...1 : 5000 с нанесением геодезических пунктов, строений и сооружений, дорожной сети, надземных и подземных коммуникаций, рельефа. Исполнительный генплан используют при последующей эксплуатации и реконструкции сооружения.

Геодезические наблюдения за деформациями обычно выполняют у уникальных и крупных инженерных сооружений. Числовые характеристики деформаций строительных объектов, происходящих под воздействием различных факторов (осадки, горизонтального смещения, крена), получают по результатам геодезических наблюдений, выполненных при строительстве (после его завершения) и в процессе их эксплуатации. Их используют для установления характера и величины вертикальных и горизонтальных смещений частей сооружений и показателей их затухания во времени.

Раздел II. ЛАБОРАТОРНЫЕ РАБОТЫ

Глава 1. УСТРОЙСТВО ТЕОДОЛИТОВ 2Т30, 4Т30

Теодолит — это геодезический прибор, предназначенный для измерения горизонтальных и вертикальных углов, расстояний и определения направлений (ориентирования линий). Основными частями (узлами) теодолита являются: зрительная труба, горизонтальный и вертикальный круги, отсчетное устройство (рис. 39).

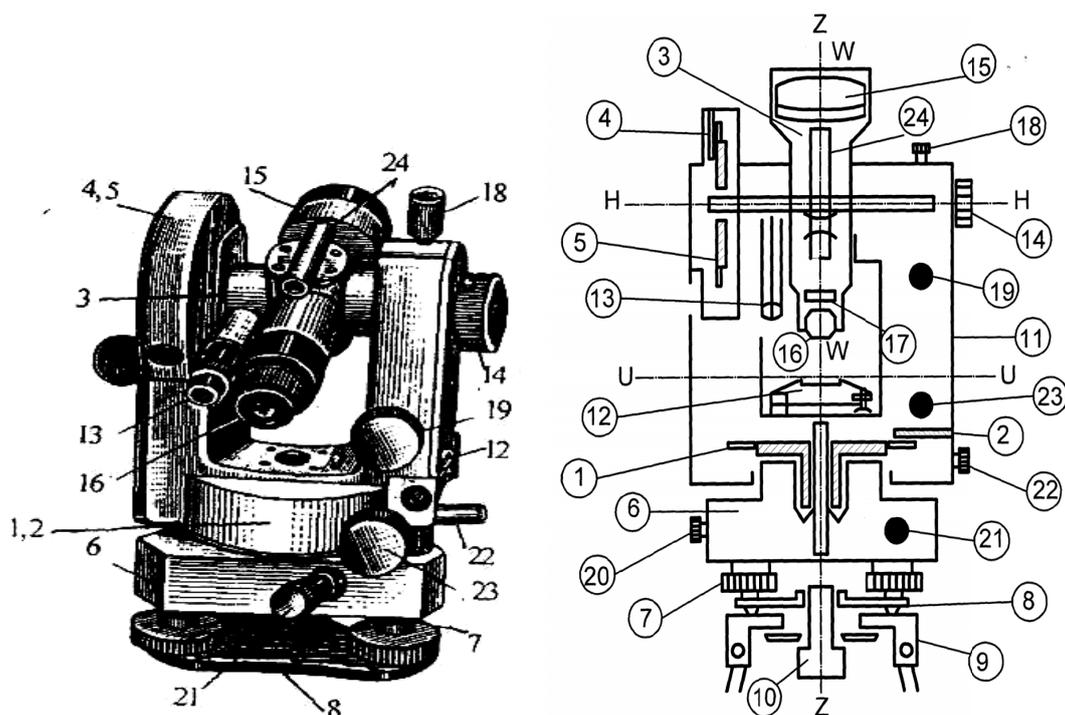


Рис. 39. Устройство теодолита 2Т30

Горизонтальный круг оптического теодолита 2Т30 (4Т30) состоит из оцифрованного по часовой стрелке градуированного стеклянного круга (лимба) 1 и расположенной над ним шкалы отсчетного устройства (алидады) 3. Совпадающие оси вращения лимба и алидады являются вертикальной осью вращения теодолита Z—Z. Алидада скреплена с вертикально установленными колонками, на

которых расположена зрительная труба 3 — увеличительный прибор, состоящий из трубы со вставленной системой линз, предназначенный для наблюдений удаленных объектов. Обычно ее разделяют на две части: объектив 3, расположенный в стороне объекта наблюдений, и окуляр 16, расположенный в стороне наблюдателя. В окулярной части зрительной трубы, где образуется действительное уменьшенное изображение предмета, вставлена стеклянная пластинка 17 с нанесенными на нее взаимно перпендикулярными линиями — сеткой нитей. Перекрестие сетки нитей совмещают с наблюдаемой точкой. Четкость изображения сетки нитей достигается вращением диоптрийного кольца окуляра 16. Прямую линию $W—W$ между оптическим центром объектива и перекрестием сетки нитей называют **визирной осью зрительной трубы**.

При вращении зрительной трубы вокруг ее горизонтальной оси $H—H$ визирная ось должна образовывать плоскость, которую называют коллимационной. Со зрительной трубой жестко скреплен лимб вертикального круга 5, рядом с ним на колонке закреплена алидада 4. Лимб горизонтального круга, его алидада и зрительная труба теодолита снабжены закрепительными винтами 20, 22, 18 соответственно, служащими для фиксации этих частей прибора в неподвижном состоянии в нужный момент выполнения измерений. Медленный плавный поворот лимба и алидады горизонтального круга, а так же зрительной трубы осуществляют наводящими винтами 21, 23, 19 соответственно. Все наводящие винты функционируют только при затянутых закрепительных.

При выполнении измерений ось вращения теодолита должна быть отвесна, лимб горизонтального круга должен располагаться в горизонтальной плоскости. Для приведения лимба в горизонтальное положение используют подъемные винты 7, вращением которых поднимается или опускается определенная часть подставки 6 и находящегося над ней горизонтального круга. Для взятия отсчета смотрят в окуляр микроскопа отсчетного устройства. Достижение необходимой четкости производится вращением расположенного на нем диоптрийного кольца 3.

У теодолитов 2Т30 и 4Т30 отсчетным устройством является шкаловый микроскоп, представляющий сложную оптическую систему. В поле зрения окуляра отсчетного устройства микроскопа видны нижняя шкала горизонтального (Г) и верхняя вертикального (В) кругов (рис. 40). Длина каждой шкалы соответствуют цене

наименьшего деления лимба и составляет 1° или $60'$. Шкалы состоят из шести 10-минутных делений ($60' / 6 = 10'$), разделенных пополам короткими штрихами на 5-минутные. Долю 5-минутного деления шкалы оценивают на глаз. Погрешность отсчета равна $0,5'$ или $30''$.

Индексом для снятия отсчета является длинный штрих градусного деления лимба, находящийся внутри шкалы алидады.

На рис. 40 отсчет по горизонтальному кругу: $M_\Gamma = 31^\circ 21'$ (индекс, оцифрованный числом 30, находится за пределами шкалы).

Взятие отсчета по вертикальному кругу при положительной оцифровке индекса выполняется аналогично. При числе, имеющем знак «-», в обратном направлении, т. е. справа налево. На рис. 40 отсчет по вертикальному кругу $M_B = -7^\circ 28'$.

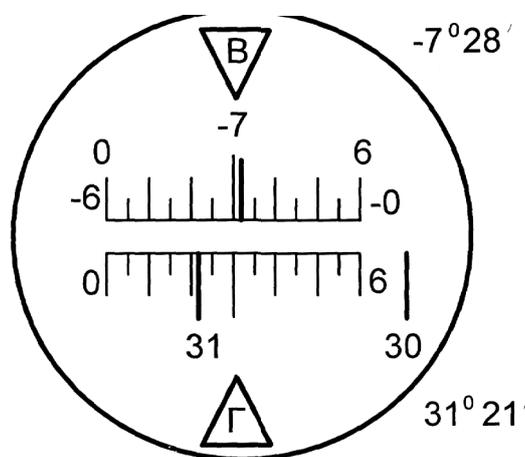


Рис. 40. Поле зрения окуляра шкалового микроскопа и отсчет по шкалам горизонтального и вертикального кругов

В комплект теодолита входят штатив, отвес и буссоль. Штатив представляет собой треногу с металлической головкой 9, к которой с помощью станового винта 10 крепится прибор. Отвес предназначен для установки центра лимба горизонтального круга теодолита над вершиной измеряемого угла (центрирования). Буссоль служит для измерения магнитных азимутов направлений линий.

Глава 2. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ

Работа состоит из двух операций:

- 1) центрирование теодолита и приведение его в рабочее положение;
- 2) измерение угла с записью в журнал.

Центрирование — это установка центра лимба горизонтального круга теодолита на отвесной линии над вершиной B измеряемого угла ABC . Центрирование теодолита 2Т30 выполняют с использованием нитяного отвеса — прочной нити, на конце которой закреплен металлический цилиндр, имеющий в нижней части конусообразную форму. Нить отвеса подвешивают на крючок станového винта.

Сначала выполняют приблизительное центрирование. Ножки штатива при горизонтальном положении его головки устанавливают так, чтобы заостренный конец отвеса не отклонялся от закрепленной вершины измеряемого угла более чем на 2...3 см. После этого нажатием ноги на специальные выступы (шпоры) вдавливают металлические наконечники ножек штатива в землю. Для точного центрирования ослабляют становой винт и перемещают теодолит по головке штатива до положения острия отвеса над центром знака (отклонение не более 5 мм).

После этого становой винт затягивают с усилием порядка 10 кг и вращением подъемных винтов подставки, выполняют приведение оси вращения теодолита в отвесное положение (плоскости лимба горизонтального круга — в горизонтальное). Для этого располагают ось цилиндрического уровня при алидаде горизонтального круга по направлению двух любых подъемных винтов и, вращая эти винты в разные стороны, перемещают пузырек уровня в нуль-пункт — точку S (рис. 41, a , b).

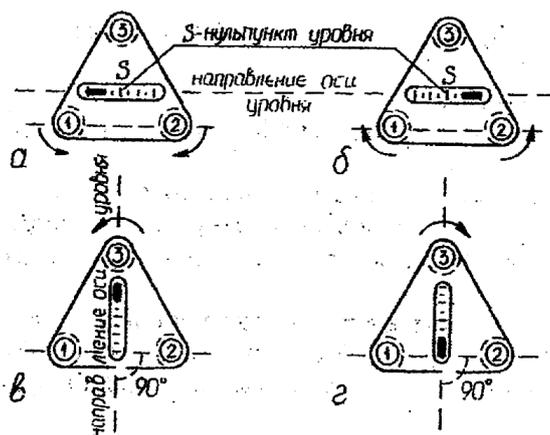


Рис. 41. Схема приведения плоскости лимба в горизонтальное положение

Затем поворачивают алидаду примерно на 90° , т. е. располагают ось уровня по направлению ранее не использовавшегося третьего подъемного винта. Вращая этот винт, вновь приводят пузырек уровня в нуль-пункт (рис. 41 b , z). Для контроля действия повторяют.

Допустимое отклонение пузырька от нуля-пункта — не более одного деления.

Зрительную трубу подготавливают для наблюдения сначала установкой «по глазу», а затем, в процессе выполнения измерения, «по предмету».

Для установки трубы «по глазу» направляют ее на светлый фон (небо, стена здания, лист чистой белой бумаги) и вращают диоптрийное кольцо окуляра до получения четкого изображения сетки нитей. При установке «по предмету» после приблизительного наведения с помощью визира зрительной трубы на заданную точку вращают фокусирующий винт до получения ее четкой видимости.

Измерение горизонтального угла способом приемов.

В точках A и C местности, закрепленных, как и точка B , специальными знаками, устанавливают визирные цели: вехи или прилагаемые к мерной ленте шпильки (при высокоточных измерениях — визирные марки). Для уменьшения возможной ошибки вследствие отклонения вехи или шпильки от отвесного положения рекомендуется визировать ее на низ.

При установке теодолита в точке B (рис. 42) наблюдаемая точка A будет правой, C — левой.

Оцифровка лимба горизонтального круга у всех теодолитов производится по часовой стрелке. При положении нулевого деления лимба в стороне от измеряемого угла отсчет, взятый в результате визирования на правую точку, всегда больше, чем на левую, и значение горизонтального угла равно разнице отсчетов (рис. 42, a):

$$\beta = a - c.$$

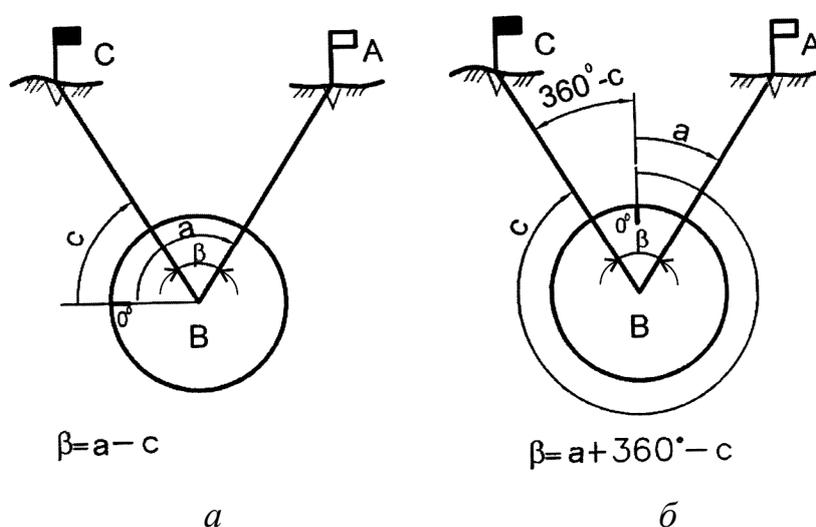


Рис. 42. Схема измерения горизонтального угла

При положении нулевого деления лимба между сторонами измеряемого угла (рис. 42, б) правый отсчет a меньше левого c . Величина измеренного угла β должна быть вычислена сложением отсчета на правую точку a и разницы величины градусного значения окружности (360°) и отсчета на левую точку c . Сравнивая полученные формулы ($\beta = a + 360^\circ - c$), можно сделать обобщение. В обоих случаях для вычисления горизонтального угла нужно от величины отсчета на правую точку вычитать значение отсчета на левую; при величине отсчета на левую точку больше, чем на правую, нужно перед выполнением вычитания к отсчету на правую точку прибавить 360° .

Первый полуприем:

на бланке фиксируют положение вертикального круга теодолита: слева (КЛ) или справа (КП) от зрительной трубы со стороны наблюдателя, например КЛ;

закрепляют лимб горизонтального круга, ослабляют закрепительные винты алидады и зрительной трубы и с помощью визира выполняют приблизительное ориентирование зрительной трубы на находящуюся справа точку A ;

затягивают закрепительные винты: сначала алидады, затем зрительной трубы, выполняют установку зрительной трубы «по предмету» и вращением наводящих винтов алидады и зрительной трубы совмещают перекрестие сетки нитей с нижней частью вехи или шпильки, установленной в точке A ;

снимают отсчет по нижней шкале отсчетного устройства и записывают в графу журнала «Отсчеты по шкале микроскопа» напротив точки A : $a = 311^\circ 25'$ (табл. 2);

в аналогичной последовательности (сначала приближенно, а затем точно) визируют на левую точку, снимают отчет и записывают его в ту же графу журнала напротив точки C : $c = 257^\circ 45'$;

вычисляют значение горизонтального угла, измеренного первым полуприемом: $\beta^I = 311^\circ 25' - 257^\circ 45' = 53^\circ 40'$.

Результат записывают в графу журнала «Углы, измеренные в полуприеме».

Второй полуприем выполняют при другом положении вертикального круга относительно зрительной трубы. Сначала смещают лимб: при затянутом закрепительном винте алидады ослабляют закрепительный винт лимба и поворачивают теодолит примерно на 90° . Затем затягивают винт лимба и переводят зрительную трубу теодолита

через зенит. После этого выполняют такие же, как и в первом полу-приеме, действия, берут отсчет при другом положении вертикального круга (КП) в другой части лимба и записывают в журнал.

Таблица 2

Журнал измерения горизонтального угла способом приемов

№№ точек		Отсчеты по шкале микроскопа	Углы, измеренные		Схема горизонтального угла
стояния	визирования		в полуприеме	в приеме	
		КЛ			
	А	311°25'			
			53°40'		
	С	257°45'		53°40,5'	
В		КП		(53°40'30")	
	А	29°52'			
			53°41'		
	С	336°11'			

В приведенном приме (см. табл. 2) $\beta^{\text{II}} = 29^{\circ}52' + 360^{\circ} - 336^{\circ}11' = 53^{\circ}41'$.

Значения углов в полуприемах должны получаться равными или отличаться не более, чем на двойную точность отсчетного устройства теодолита, т. е. $\Delta\beta = |\beta^{\text{I}} - \beta^{\text{II}}| \leq 2t$. Для теодолитов 2Т30 и 4Т30 $t = 30''$, $2t = 1'$. В приведенном примере $\Delta\beta = |53^{\circ}40' - 53^{\circ}41'| = 0^{\circ}01'$, т. е. расхождение допустимо.

При допустимом расхождении вычисляют среднее арифметическое из значений угла в полуприемах:

$$\beta_{\text{cp}} = \frac{\beta^{\text{I}} + \beta^{\text{II}}}{2} = \frac{53^{\circ}40' + 53^{\circ}41'}{2} = 53^{\circ}40',5.$$

Глава 3. ИЗМЕРЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

Измеренный теодолитом вертикальный угол v — это угол, составленный направлением линии визирования и горизонтальной плоскостью, проходящей через ось вращения зрительной трубы (рис. 43).

Вертикальные углы (углы наклона) могут иметь положительные (+ v) или отрицательные (– v) значения ($0^{\circ} \dots \pm 90^{\circ}$).

Для измерения вертикальных углов используют вертикальный круг теодолита или тахеометра. Вертикальный круг состоит из неподвижной шкалы (алидады) и наглухо соединенного и поворачивающегося вместе со зрительной трубой градуированного круга (лимба).

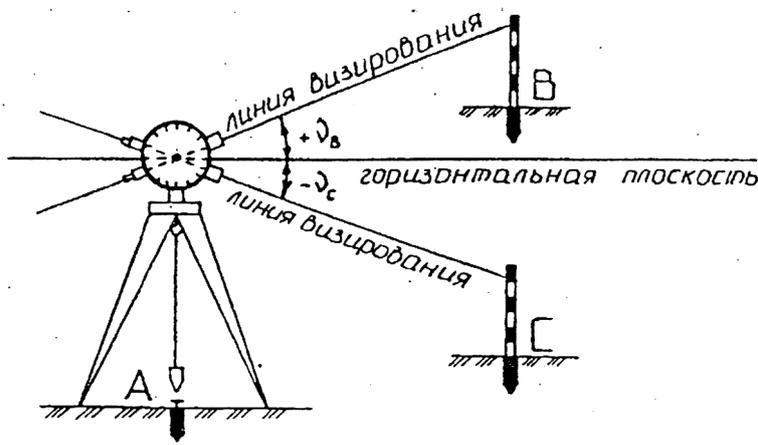


Рис. 43. Схема измерения вертикальных углов

В идеале сборка теодолита должна быть выполнена так, чтобы при горизонтальном положении визирной оси зрительной трубы отсчет по шкале вертикального круга был равен нулю. Если отсчет отличается от нуля, необходимо при дальнейших вычислениях вносить поправку, равную его численному значению. Эта поправка, т. е. отсчет по вертикальному кругу теодолита при горизонтальном положении визирной оси зрительной трубы и нахождении пузырька цилиндрического уровня при алидаде горизонтального уровня в нуль-пункте, называется местом нуля (МН).

Для измерения вертикального угла, так же как и горизонтального, над заданной точкой устанавливают теодолит, центрируют и приводят его в рабочее положение. Затем с помощью визира выполняют приблизительное наведение зрительной трубы на наблюдаемую точку. Если при этом пузырек цилиндрического уровня немного отклонится от нуль-пункта, вращением одного из подъемных винтов приводят его точно на середину ампулы. Установив зрительную трубу «по глазу» и «по предмету», вращением наводящих винтов алидады и зрительной трубы совмещают перекрестие сетки нитей с наблюдаемой точкой. Берут отсчет по вертикальному кругу (верхней шкале отсчетного устройства) и записывают его в соответствующую строчку журнала измерения углов наклона (табл. 3), например напротив КЛ (если вертикальный круг

был слева от зрительной трубы). Затем трубу переводят через зенит. Все действия повторяют при другом положении вертикального круга (КП): берут отсчет и записывают в строке таблицы напротив КП.

Место нуля у теодолитов 2Т30 и 4Т30П вычисляют по формуле

$$MO = \frac{КЛ + КП}{2}.$$

Место нуля является величиной постоянной и поэтому используется в качестве контроля.

Таблица 3

Журнал измерения углов наклона

№№ точек		Положение вертикального круга	Отсчеты по микроскопу	Место нуля (МО)	Угол наклона ν
стояния	визирования				
А		КЛ	$-1^{\circ}48'$		
	В			$0^{\circ}02'$	$-1^{\circ}50'$
		КП	$+1^{\circ}52'$		
		КП	$1^{\circ}16'$		
	С			$0^{\circ}02'$	$-1^{\circ}14'$
		КЛ	$-1^{\circ}12'$		

Угол наклона ν вычисляют по одной из следующих формул:

$$\nu = КЛ - МО;$$

$$\nu = МО - КП;$$

$$\nu = \frac{КЛ - КП}{2}.$$

Пример. При установке теодолита над точкой А после приведения его в рабочее положение и наведения перекрестия сетки нитей зрительной трубы на точку В были взяты отсчеты по вертикальному кругу при положении его слева от трубы (КЛ) $-1^{\circ}48'$, справа от трубы (КП) $+1^{\circ}52'$.

$$МО = \frac{-1^{\circ}48' + 1^{\circ}52'}{2} = \frac{+0^{\circ}04'}{2} = 0^{\circ}02';$$

$$\nu = -1^{\circ}48' - 0^{\circ}02' = -1^{\circ}50';$$

$$\nu = 0^{\circ}02' - 1^{\circ}52' = -1^{\circ}50';$$

$$v = \frac{-1^{\circ}48' + 1^{\circ}52'}{2} = 1^{\circ}50'.$$

С той же точки при наведении на точку *c* были взяты отсчеты:

$$\text{КЛ} = -1^{\circ}12'; \text{КП} = 1^{\circ}16';$$

$$\text{МО} = \frac{-1^{\circ}12' + 1^{\circ}16'}{2} = \frac{+0^{\circ}04'}{2} = 0^{\circ}02';$$

$$v = -1^{\circ}12' - 0^{\circ}02' = -1^{\circ}14';$$

$$v = 0^{\circ}02' - 1^{\circ}16' = -1^{\circ}14';$$

$$v = \frac{-1^{\circ}12' + 1^{\circ}16'}{2} = 1^{\circ}14'.$$

Глава 4. УСТРОЙСТВО НИВЕЛИРА НЗ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕВЫШЕНИЙ, ИЗМЕРЕНИЕ РАССТОЯНИЙ НИТЯНЫМ ДАЛЬНОМЕРОМ

Нивелир — это геодезический прибор, применяемый для определения превышений между точками горизонтальным визирным лучом с использованием вертикально установленных реек. Нивелир НЗ условно можно разделить на два основных узла: зрительную трубу и устройства для приведения ее визирной оси в горизонтальное положение (рис. 44).

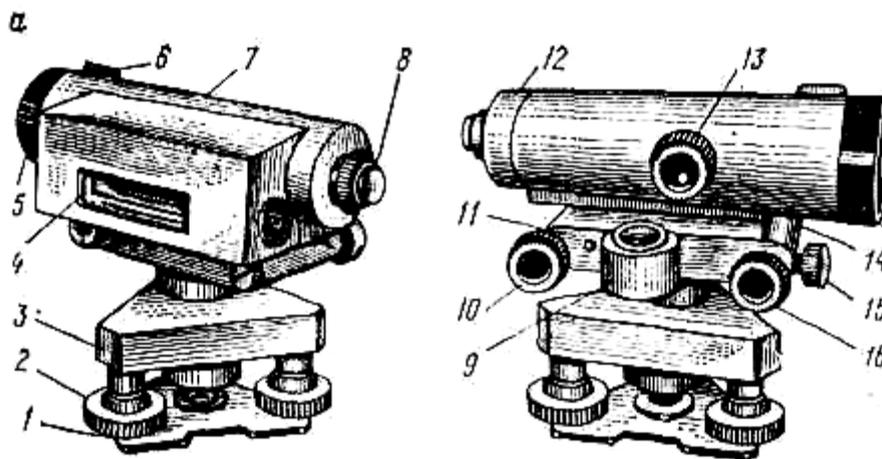


Рис. 44. Основные узлы и детали нивелира НЗ

Так же, как и у теодолита, зрительную трубу нивелира 7 условно разделяют на окуляр 12, находящийся в стороне наблюдателя, и объектив 5, находящийся в стороне установленной рейки. В окулярной части в месте образования действительного уменьшенного изображения предмета вставлена стеклянная пластинка с сеткой

нитей, четкость изображения которых достигается вращением диоптрийного кольца 8. На зрительной трубе имеется мушка 6 для наведения визирной оси на рейку. В правой части трубы находится ее фокусирующий винт 13, слева прикреплена коробка с цилиндрическим уровнем 4. Со стороны окуляра в коробке находятся четыре юстировочных винта уровня. Над ампулой уровня расположены призмный блок и оптическая система, передающая изображения концов пузырька в поле зрения зрительной трубы (контактный уровень) (рис. 45).

Под объективом находится закрепительный винт 15, справа от него — наводящий винт 16.

Для приблизительного приведения визирной оси зрительной трубы в горизонтальное положение служат подъемные винты 2, вращением которых поднимают или опускают определенную часть подставки 3, и круглый уровень 9, установленный на опорной плите 11. Вращением элевационного винта 10 достигается точное приведение оси цилиндрического уровня в горизонтальное положение (совмещение краев пузырьков контактного уровня). Подъемные винты 2 опираются на пружинящую пластину 1, в центре которой имеется отверстие с резьбой для крепления нивелира к головке штатива становым винтом.

На нивелирных рейках РН3 и РН10 нанесены (штрихами) и подписаны перевернутыми цифрами дециметровые деления, ка-

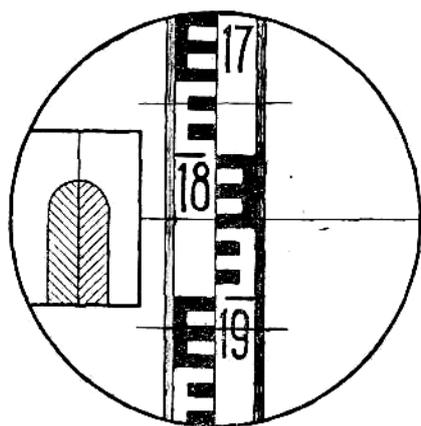


Рис. 45. Часть рейки в поле зрения нивелира НЗ

ждое из которых разделено шашками на десять сантиметровых. Для упрощения подсчета сантиметровых делений первые пять шашек объединены вертикальной полоской в фигуру в виде буквы «Е» (рис. 45). На рейке в поле зрения трубы нивелира числа оцифровки возрастают сверху вниз. Поэтому для взятия отсчета нужно к ближайшему верхнему оцифрованному дециметровому делению прибавить число полных (см) и десятых (мм) долей шашек между этим делением и средней линией сетки нитей (на рис. 45:

18 дм + 4 см + 4 мм, отсчет 1844 м). Можно также от нижнего дециметрового деления отнять количество шашек до средней линии сетки нитей (19 дм – 5 см – 6 мм = 1900 мм – 56 мм = 1844 мм).

Способы геометрического нивелирования.

1. Способ «из середины».

В точках A и B устанавливают нивелирные рейки, а посередине между ними — нивелир (рис. 46).

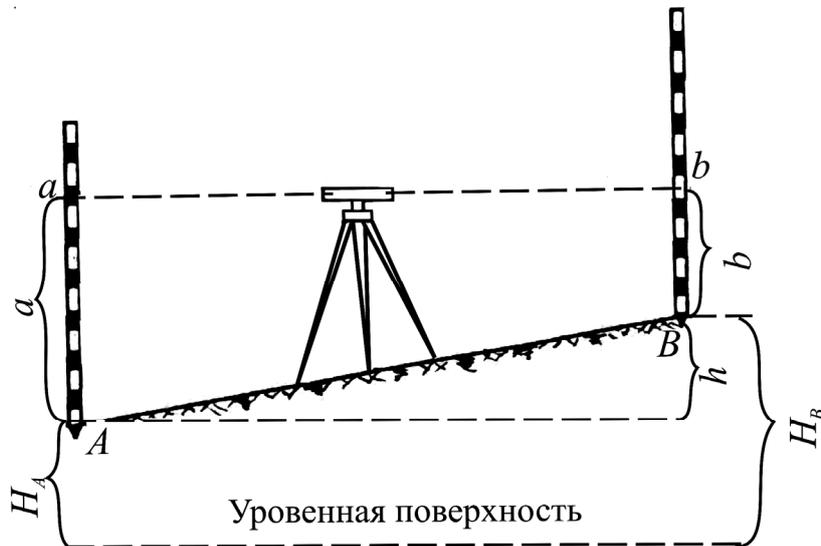


Рис. 46. Схема определения превышения способом «из середины»

Снимают отсчеты по задней рейке a и передней рейке b . Превышение равно разнице отсчетов: $h = a - b$.

При отсчете a больше b превышение имеет знак «+», меньше — знак «-». При известной высоте точки A (H_A) высота точки B вычисляется по формуле

$$H_B = H_A + h_{\text{ср.}}$$

Для контроля берут отсчет и вычисляют превышения дважды: по черным и красным сторонам реек. Расхождение в превышениях не должно превышать 5 мм.

$$h_{\text{ч}} = a_{\text{ч}} - b_{\text{ч}};$$

$$h_{\text{кр}} = a_{\text{кр}} - b_{\text{кр}}.$$

Пример. $a_{\text{ч}} = 2213$ мм; $b_{\text{ч}} = 1547$ мм; $b_{\text{кр}} = 6334$ мм;
 $a_{\text{кр}} = 7002$; $H_A = 42,175$ м.

$$h_{\text{ч}} = 2213 - 1547 = 0666 \text{ мм};$$

$$h_{\text{кр}} = 7002 - 6334 = 0668 \text{ мм};$$

$$\Delta h |h_{\text{ч}} - h_{\text{кр}}| = 0002 \text{ мм} < 5 \text{ мм};$$

$$h_{\text{ср}} = (0666 + 0668) / 2 = 0667 \text{ мм};$$

$$H_B = 42,175 \text{ м} + 0,667 \text{ м} = 42,842 \text{ м}.$$

2. Способ «вперед».

Над точкой A устанавливают нивелир, в точке B — рейку. Рулеткой или рейкой измеряют высоту прибора $ВП$ и горизонтальным лучом берут отсчет b по передней рейке (рис. 47).

Превышение равно разнице отсчетов:

$$h = ВП - b.$$

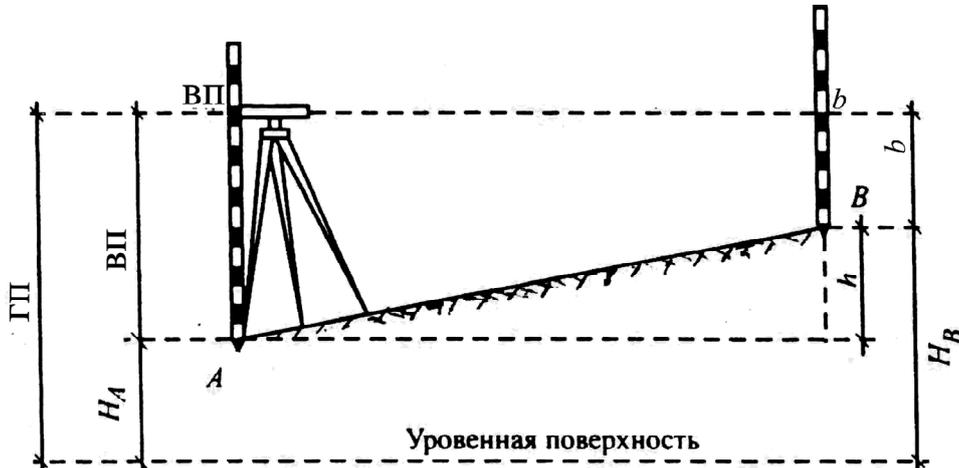


Рис. 47. Схема определения превышения способом «вперед»

3. Измерение расстояний нитяным дальномером.

Для определения расстояний нитяным дальномером зрительную трубу наводят на нивелирную рейку и берут отсчеты по нижнему и верхнему дальномерным штрихам сетки нитей. Расстояние вычисляют по формуле

$$D = kn + c,$$

где k — коэффициент, $k = 100$; n — разность отсчетов на рейке по нижнему и вертикальному штрихам; в приборах с внутренней фокусировкой зрительной трубы $c \approx 0$.

Поэтому $D \approx kn \cdot k = 100$.

Пример. Для рис. 45 отсчеты по дальномерным штрихам:

$$n = 1920 - 1765 = 0155 \text{ мм};$$

$$D = 100 \cdot 155 \text{ мм} = 15\,500 \text{ мм} = 15,5 \text{ м}.$$

Глава 5. РЕШЕНИЕ ЗАДАЧ ПО ТОПОГРАФИЧЕСКОЙ КАРТЕ

На основе топографической карты, представляющей чертеж, на котором в уменьшенном виде изображен значительный участок земной поверхности, решают ряд специальных инженерно-геодезических задач.

Точность получаемых картометрических данных определяется точностью угловых и линейных измерений, масштабом карты, значением высоты сечения рельефа и т. д.

5.1. Определение географических координат точки

Топографическая карта имеет три рамки: внутреннюю, составленную линиями меридианов и параллелей, образующих трапецию карты; минутную, состоящую из минутных отрезков широты и долготы, разделенных точками на десятисекундные интервалы, и внешнюю — оформительскую.

На листе карты масштаба 1 : 10 000, представленном на рис. 48, широта южной (нижней) параллели $\varphi_1 = 54^\circ 40'$, северной (верхней) $\varphi_2 = 54^\circ 42' 30''$, долгота западного (левого) меридиана рамки $\lambda_1 = 18^\circ 03' 45''$, восточного (правого) $\lambda_2 = 18^\circ 07' 30''$.

У-34-37-В-в-4

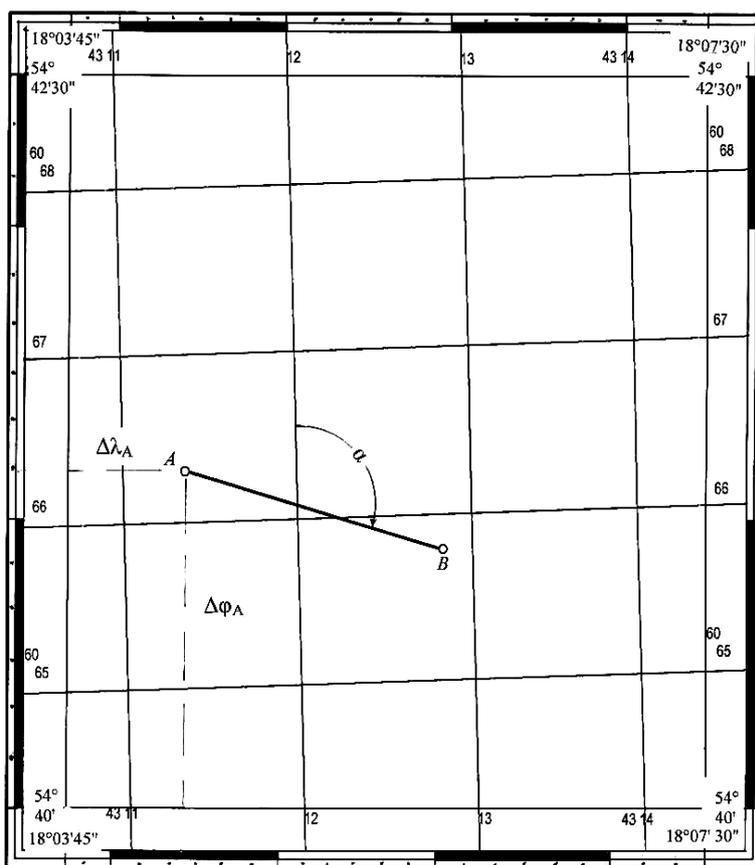


Рис. 48. Лист топографической карты масштаба 1 : 10 000

Для определения долготы точки с помощью выверенного прямоугольного треугольника с ближайшей (северной или южной) линией рамки карты восстанавливают к этой точке перпендикуляр.

Отсчитывая от западного угла карты до основания перпендикуляра число минут, десятков и единиц секунд (количество единиц секунд определяется на глаз), получают значение приращения долготы $\Delta\lambda$. Долгота точки равна долготе западной рамки карты плюс приращение долготы:

$$\lambda_A = \lambda_{\text{зап}} + \Delta\lambda_A.$$

Пример. $\lambda_A = (18^\circ 03' 45'' + 0^\circ 00' 15'') + 00' 25'' = 18^\circ 04' 25''$.

Для определения широты точки к ней (параллельно верхнему или нижнему краям карты) прикладывают одну из сторон линейки, отмечают на минутной рамке проекцию точки и аналогично определяют приращение широты $\Delta\varphi$, а затем и значение широты точки, прибавив к широте южной рамки карты измеренное приращение:

$$\varphi_A = \varphi_{\text{южн}} + \Delta\varphi_A.$$

Пример. $\varphi_A = 54^\circ 40' 00'' + 0^\circ 01' 09'' = 54^\circ 41' 09''$.

5.2. Определение горизонтального расстояния между точками местности по длине отрезка на карте

Выверенной линейкой измеряют расстояние AB на карте, оценивая результат до десятых долей мм. Его горизонтальное проложение на местности вычисляют по формуле

$$d_{AB} = AB \cdot N,$$

где N — знаменатель численного масштаба.

Пример. На карте масштаба $1 : 10\,000$ отрезок $AB = 163,5$ мм. Величина горизонтального проложения на местности равна

$$d_{AB} = AB \cdot N = 163,5 \text{ мм} \cdot 10\,000 = 1\,635\,000 \text{ мм} = 1635 \text{ м}.$$

Или, исходя из того, что каждый миллиметр на этой карте соответствует $10\,000$ мм, т. е. 10 м горизонтального проложения местности,

$$d_{AB} = 10 \text{ м} \cdot 163,5 \text{ (мм)} = 1635 \text{ м}.$$

5.3. Определение зональных прямоугольных координат точки

На карте через 1 км нанесены линии сетки зональных прямоугольных координат. Значения абсцисс X и преобразованных ординат $Y^{\text{пр}}$ подписаны между минутной и внутренней рамками карты.

Для определения прямоугольных координат точки A , расположенной в квадрате 6066×4311 (координаты его юго-западного уг-

ла, см. рис. 48), прикладывают линейку с миллиметровыми делениями к точке A параллельно сторонам квадрата и измеряют в миллиметрах приращение координат (отрезки ΔX_A и ΔY_A , рис. 49, *a*).

С учетом масштаба карты вычисляют значения приращений координат на местности и прямоугольные координаты точки A по формулам

$$X_A = X_0 + \Delta X_A,$$

$$Y_A^{\text{пр}} = Y_0^{\text{пр}} + \Delta Y_A,$$

где X_0 и $Y_0^{\text{пр}}$ — координаты юго-западного угла квадрата.

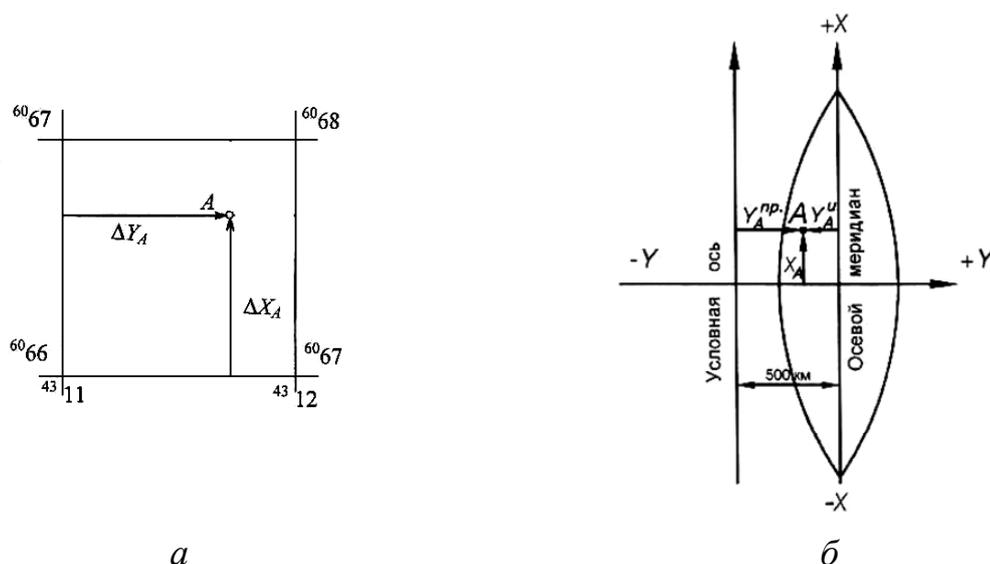


Рис. 49. Схема определения зональных прямоугольных координат

Пример. Определить на карте М 1 : 10 000 прямоугольные координаты точки A (см. рис. 49, *a*).

Измерено:

$$\Delta X_A = 65,5 \text{ мм},$$

$$\Delta Y_A^{\text{пр}} = 70,5 \text{ мм}.$$

Вычисляют:

$$X_A = 6066 \text{ км} + 10 \text{ м} \cdot 65,5 \text{ (мм)} = 6\ 066\ 655 \text{ м},$$

$$Y_A^{\text{пр}} = 4311 \text{ км} + 10 \text{ м} \cdot 70,5 \text{ (мм)} = 431\ 1705 \text{ м}.$$

Примечание. Значения приводимых на картах преобразованных ординат $Y^{\text{пр}}$ состоят из номера зоны (4) и числа (311) км — расстояния от линии, параллельной осевому меридиану зоны, находящейся от него на 500 км к западу, до вертикальной линии километровой сетки (рис. 49, *б*).

Истинное значение ординаты Y_A вычисляют по формуле

$$Y_A = Y_A^{\text{пр}} - 500 \text{ км}.$$

Пример.

$$Y_A = (4) 311\,705 \text{ м} - 500\,000 \text{ м} = (4) - 188\,295 \text{ м}.$$

Цифра (4), являющаяся номером зоны, в вычислениях не участвует.

5.4. Определение на карте углов ориентирования

Для измерения дирекционного угла α обозначенной на карте линии AB (см. рис. 48) надо в точке ее пересечения с нанесенной параллельно осевому меридиану зоны ближайшей линией километровой сетки приложить центр транспортира. После последующего совмещения нулевого деления его шкалы, оцифрованной по часовой стрелке, с северным направлением линии километровой сетки отсчет напротив ориентируемой линии будет являться ее дирекционным углом α .

Истинный (АИ) и магнитный (АМ) азимуты линии вычисляют, используя значения сближения меридианов γ и склонения магнитной стрелки δ , приведенные на схеме под южной рамкой топографической карты.

На учебной карте сближение меридианов — западное (отрицательное), $2^\circ 22'$, склонение магнитной стрелки — восточное (положительное), $6^\circ 12'$.

Пример.

$\alpha_{AB} = 105^\circ 15'$ (рис. 50) — измерен топографическим транспортиром с точностью $0,25^\circ$ ($15'$);

$$A_{\text{и}} = \alpha - \gamma = 105^\circ 15' - 2^\circ 22' = 102^\circ 53' \text{ — истинный азимут};$$

$A_{\text{м}} = \alpha - (\gamma + \delta) = A_{\text{и}} - \delta = 102^\circ 53' - 6^\circ 12' = 96^\circ 41' \text{ — магнитный азимут}.$

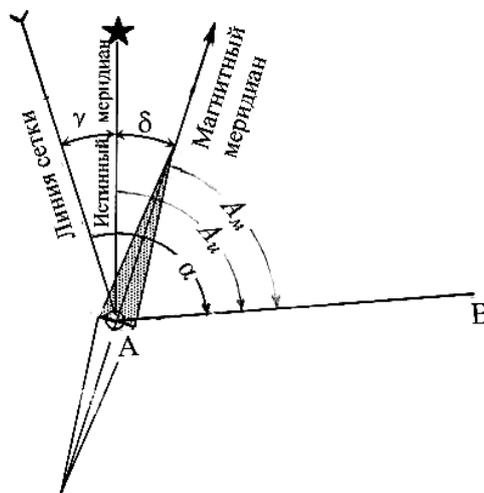


Рис. 50. Схема расположения меридианов в точке A и углов ориентирования

5.5. Определение высот точек

Численное значение абсолютной высоты (отметку) точки на карте определяют, используя горизонтали (сплошные линии, соединяющие точки с равными отметками), начерченные на карте коричневым цветом. Разность высот соседних горизонталей называется **высотой сечения рельефа** $h_{\text{сеч}}$. Она подписывается на картах и планах под южной рамкой ниже масштаба. Отметки горизонталей могут иметь значения только кратные высоте сечения рельефа. Каждую пятую горизонталь наносят утолщенной (0,2 мм) и обычно подписывают так, чтобы низ цифры был направлен в сторону понижения склона.

Кроме основных горизонталей, на картах могут быть полугоризонталей и четвертьгоризонталей, нанесенные прерывистыми линиями (коричневого цвета) через половину или четвертую часть основной высоты сечения рельефа соответственно.

При расположении точки на горизонтали ее высота равна отметке этой горизонтали. Если отметка горизонтали не подписана, то ее определяют по отметке другой горизонтали или подписанных точек с учетом высоты сечения рельефа.

При расположении точки B между горизонталями ее отметку определяют интерполяцией. Для этого по кратчайшему расстоянию между горизонталями через точку B (рис. 51) измеряют на карте общую длину заложения d и длину заложения от горизонтали с меньшей отметкой до точки B — d_1 .

Тогда

$$H_B = H_{\text{м.г}} + \frac{d_1}{d} h_{\text{сеч}},$$

где $H_{\text{м.г}}$ — отметка меньшей (младшей) горизонтали; $h_{\text{сеч}}$ — высота сечения рельефа.

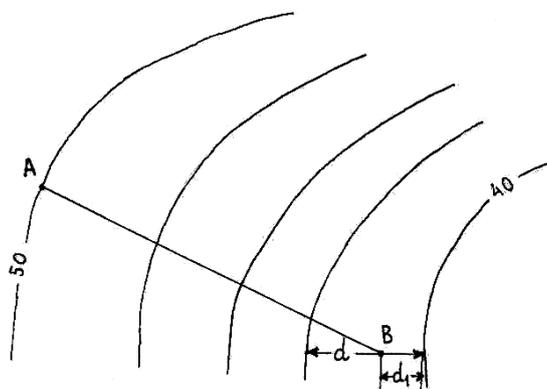


Рис. 51. Определение отметок точек

Пример. Определить отметку точек A и B (см. рис. 51).

$$H_A = 50 \text{ м};$$

$$d = 23 \text{ мм}, d_1 = 8 \text{ мм}, h_{\text{сеч}} = 2,5 \text{ м}.$$

$$H_B = 40 \text{ м} + \frac{8 \text{ мм}}{23 \text{ мм}} 2,5 \text{ м} \approx 40,87 \text{ м}.$$

5.6. Определение уклона отрезка трассы между смежными горизонталями

Величину крутизны ската местности можно выразить уклоном i или углом наклона ν .

Величина уклона i отрезка линии между горизонталями — это отношение высоты сечения рельефа $h_{\text{сеч}}$ к заложению d , т. е.

$$i = \frac{h_{\text{сеч}}}{d}.$$

Из формулы следует, что при заданной высоте сечения $h_{\text{сеч}}$ большему значению d соответствует меньший уклон и наоборот.

Уклон i является тангенсом угла наклона и обычно выражается в виде десятичной дроби, округленной до 0,001, а также в процентах — % ($100i$) или промилле — ‰ ($1000i$). Например, на карте масштаба $1 : 10000$ при $h_{\text{сеч}} = 2,5 \text{ м}$ и $d = 6 \text{ мм}$ получим: $d = 10 \text{ м} \cdot 6 \text{ (мм)} = 60 \text{ м}$, $i = 2,5 \text{ м} / 60 \text{ м} \approx 0,042 = 4,2 \% = 42 \text{ ‰}$.

При определении максимального значения уклона i_{max} определяют самое короткое d_{min} , а минимального i_{min} — самое длинное d_{max} заложение горизонталей по линии трассы на карте. Затем по приведенной формуле выполняют вычисления.

5.7. Определение крутизны отрезка трассы между смежными горизонталями

Аналитический способ.

Используя величину уклона, можно вычислить угол наклона (крутизну ската) по формуле

$$\nu = \text{arctg } i = \text{arctg } \frac{h_{\text{сеч}}}{d}.$$

Пример. При величине уклонов $i_{\text{min}} = 0,012$; $i_{\text{max}} = 0,100$.

$$\nu_{\text{min}} = \text{arctg } 0,012 = 0,688^\circ = 0^\circ + 0,688 \cdot 60' = 0^\circ 41';$$

$$\nu_{\text{max}} = \text{arctg } 0,100 = 5,711^\circ = 5^\circ + 0,711 \cdot 60' = 5^\circ 43'.$$

Графический способ.

Используют имеющийся на топографической карте справа от масштаба график заложений. Для определения угла наклона (крутизны ската) берут раствор циркуля-измерителя, равный заложению d между соседними горизонталями на линии AB , и располагают иголки измерителя в вертикальном положении так, чтобы одна оказалась на основании, другая — на кривой графика (рис. 52). Величину крутизны ската определяют по положению иглы на основании графика. К ближайшему оцифрованному слева от иглы градусному делению горизонтальной шкалы прибавляют часть следующего деления шкалы до точки нахождения иглы, оцененную на глаз в градусах и минутах. Для определения минимальной v_{\min} крутизны ската на линии берут раствор, равный наибольшему заложению между соседними горизонталями, максимальной v_{\max} крутизны — наименьшему.

Пример. На рис. 52 крутизна скатов составляет:

$$v_{\max} \approx 5^{\circ}30';$$

$$v_{\min} \approx 0^{\circ}45'.$$

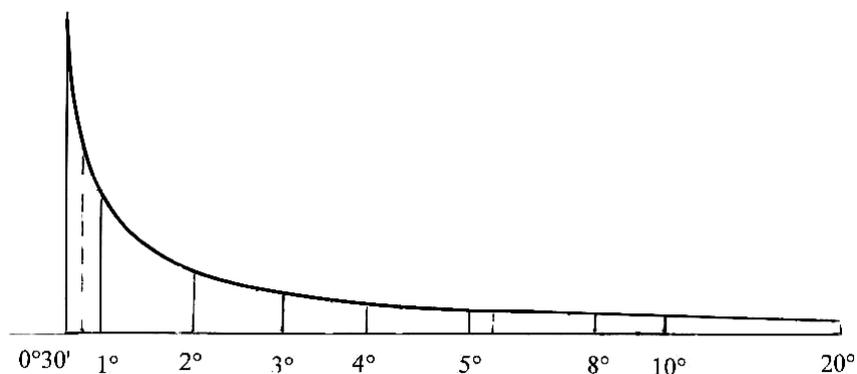


Рис. 52. График заложений ($h = 2,5$ м)

5.8. Нанесение на карту границ водосбора

Водосборной площадью называется территория, с которой происходит сток атмосферных осадков к створу проектируемого гидротехнического сооружения водотока. Границами водосборной площади являются водораздельные линии. Для определения границ водосборной площади створа водотока $l-t$ (рис. 53, верх) от его точек на карте проводят линии перпендикулярно каждой из последующих горизонталей до одной или нескольких вершин положительных форм рельефа. Между вершинами соседних возвышений границу водосборной площади проводят по гребню седловины.

5.9. Построение профиля трассы линейного сооружения

Для построения в горизонтальном масштабе карты профиля трассы из точки, находящейся в нижнем левом углу листа бумаги, проводят две взаимно перпендикулярные линии: горизонтальную и вертикальную. Перегибают лист бумаги по горизонтальной линии, прикладывая линию сгиба к линии трассы на карте и наносят выше линии штрихи напротив точек начала трассы (*A*), пересечения с краем листа бумаги всех горизонталей карты и конца трассы (*B*) (рис. 53). Затем лист бумаги разгибают и ниже горизонтальной линии напротив каждого штриха вписывают значения отметок зафиксированных точек (*A*, 2, 4, 6, 7, 9, 11, 12, 13, *B*; см. рис. 53, низ).

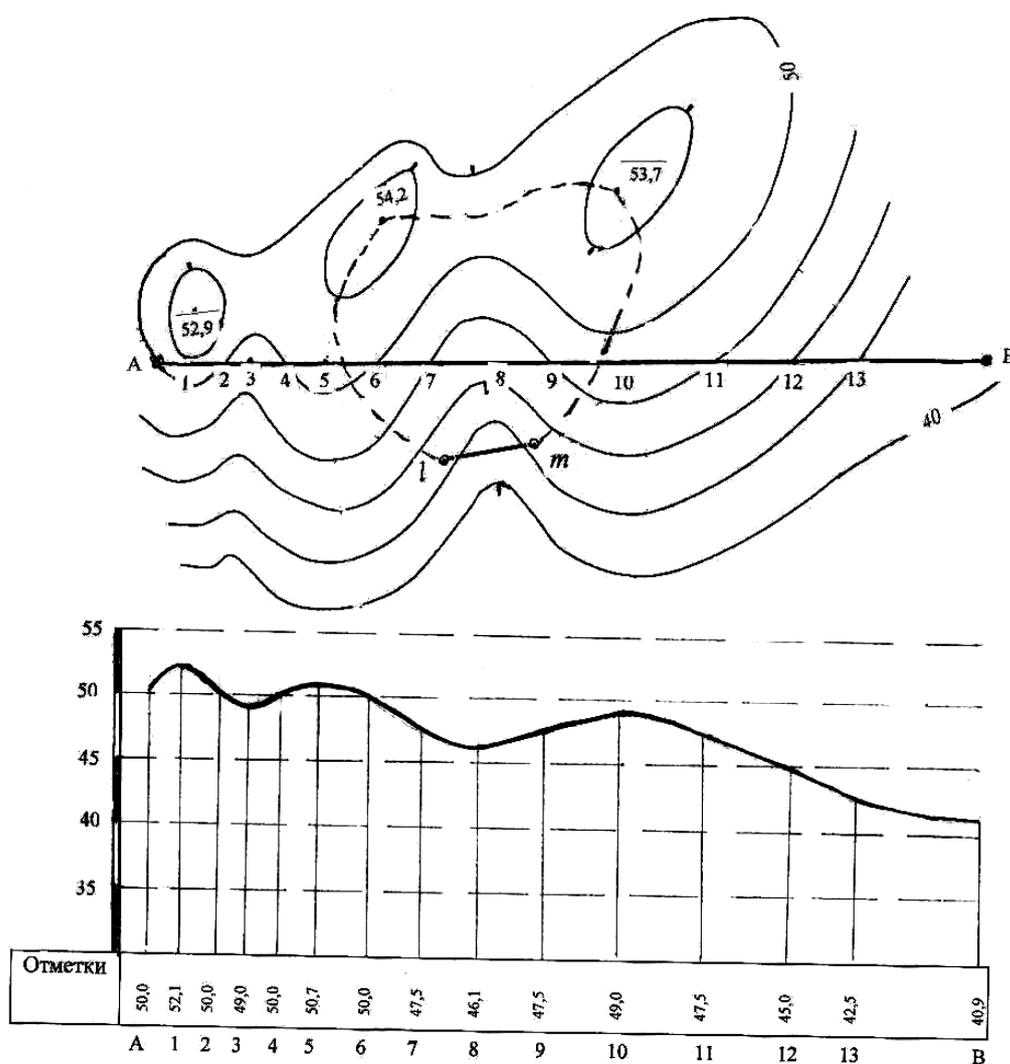


Рис. 53. Профиль местности по линии *AB* карты: сверху — фрагмент топографической карты М 1 : 10000; внизу — профиль обозначенной на карте линии *AB*

Оцифровывают вертикальную линию шкалы высот профиля в масштабе более крупном, чем горизонтальный, в 10 раз (1 : 1000), выбрав у нижней точки $H_{\text{усл}}$ число, меньшее H_{min} , на 5...10 м кратное высоте сечения рельефа $h_{\text{сеч}}$. На рис. 53 $H_{\text{усл}} = 30$ м. Из каждой обозначенной штрихом точки восстанавливают перпендикуляры к линии условного горизонта и на них последовательно откладывают отрезки, соответствующие в масштабе 1 : 1000 отметкам точек начала трассы, горизонталей и конца трассы. Вершины перпендикуляров соединяют плавной кривой, являющейся линией профиля местности по направлению, — AB . Для большего соответствия положения этой линии вертикальному разрезу земной поверхности на участках, где трасса неоднократно пересекает одноименную горизонталь, определяют и используют при построении профиля отметки дополнительных точек, расположенных посередине между пересечениями 1, 3, 5, 8, 10 (52,11; 49,0; 50,7; 46,1; 49,0).

Раздел III. ВЫПОЛНЕНИЕ КОНТРОЛЬНЫХ РАБОТ

Глава 1. ОБРАБОТКА МАТЕРИАЛОВ ТЕОДОЛИТНОЙ И ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМОК. ПОСТРОЕНИЕ ПЛАНА ТОПОГРАФИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

(Контрольная работа № 1)

1.1. Теодолитная съемка

1.1.1. Полевые работы при теодолитной съемке

Полевые геодезические работы при теодолитной съемке выполняются в две стадии:

- а) построение съемочного обоснования;
- б) съемка ситуации.

В качестве съемочного обоснования проложен замкнутый теодолитный ход, например П77—I—II—III—П77 (рис. 54).

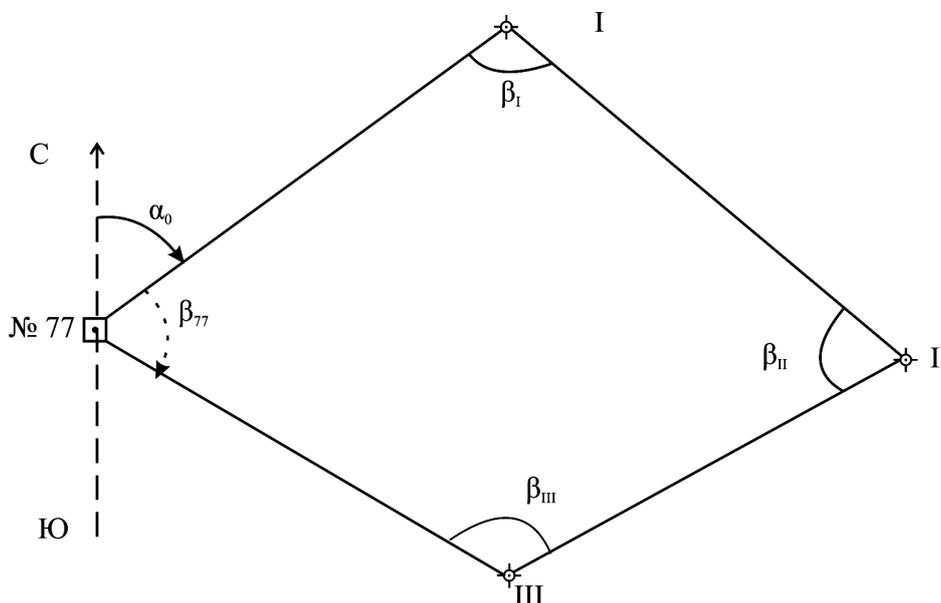


Рис. 54. Схема замкнутого теодолитного хода

В нем техническим теодолитом способом приемов (двумя полу-приемами при двух положениях вертикального круга относительно зрительной трубы: круге право — КП и круге лево — КЛ) измерены горизонтальные углы.

Значение угла в каждом полуприеме получают как разность отсчетов на правую и левую точки хода. В приведенном ниже примере (табл. 4) при КП

$$\beta = 125^{\circ}16' - 30^{\circ}11' = 95^{\circ}05'.$$

Если отсчет на правую точку окажется меньше, чем на левую, то к отсчету на точку, находящуюся справа, прибавляют 360° , а затем минусуют отсчет на левую точку, например при КЛ:

$$\beta = 51^{\circ}48' + 360^{\circ} - 316^{\circ}44' = 95^{\circ}04'.$$

Углы при КП и КЛ не должны различаться между собой больше, чем на двойную точность отсчетного устройства теодолита (для 2Т30 и 4Т30 не более $1'$). Если разность между значениями угла, измеренного при КП и КЛ, будет больше $1'$, то угол измеряют вновь.

Таблица 4

Журнал измерения углов и сторон теодолитного хода (пример)

№№ точек стояния	№№ точек визирования	Отсчеты по шкалам микроскопа		Значения углов, измеренных				Длины линий, м
				в полуприеме		в приеме		
		°	'	°	'	°	'	
П ₇₇			КП					
	3	125	16	76	25	76	25,5	$l_{П77-1}$ 125,02 125,06 <hr/> $l_{cp} = 125,04$
	1	48	51					
			КЛ					
3	51	48						
	1	335	22	76	26			

За окончательную величину угла принимается среднее значение из двух результатов измерений. В приведенном примере

$$\beta_1 = (76^{\circ}25' + 76^{\circ}26') / 2 = 76^{\circ}25',5.$$

Стороны теодолитного хода измеряют двадцатиметровой стальной мерной лентой дважды в прямом и обратном направлениях. Допустимое расхождение не должно превышать $1 : 2000$, т. е. 1 см на каждые 20 м измеренной линии. При соблюдении этого условия для расчетов используют среднее значение (в приведенном примере расхождения 4 см при допустимом $125 \text{ м} / 20 \text{ м} = 6,2 \text{ м}$; среднее значение длины линии $(125,02 \text{ м} + 125,06 \text{ м}) / 2 = 125,04 \text{ м}$).

Ориентирование одной из сторон хода выполняют с помощью буссоли. По значению магнитного азимута вычисляют дирекционный угол (в задании выполнение расчета не предусмотрено).

Съемку ситуации выполняют с точек и сторон съемочного обоснования одним из пяти основных способов: прямоугольных координат (перпендикуляров), линейных засечек, угловых засечек, полярных координат, створов. Результаты съемки фиксируют на схематическом чертеже участка местности — абрисе теодолитной съемки.

1.1.2. Камеральная обработка ведомости координат точек замкнутого теодолитного хода

Данные теодолитной съемки заносят в ведомость координат (табл. 5). Дальнейшие вычисления выполняют с использованием формул связи дирекционных углов и внутренних углов теодолитного хода и прямой геодезической задачи.

Определение угловой невязки и внесение поправок.

Вычисляют сумму всех измеренных внутренних углов теодолитного хода $\sum \beta_{\text{изм}}$ и записывают под колонкой таблицы. Затем находят теоретическую сумму углов по формуле

$$\sum \beta_{\text{т}} = 180^\circ(n - 2),$$

где n — число углов полигона.

Вычисляют угловую невязку:

$$f_{\beta} = \sum \beta_{\text{изм}} - \sum \beta_{\text{т}},$$

которая не должна превышать допустимой величины $f_{\beta \text{ доп}}$:

$$f_{\beta \text{ доп}} = \pm 1' \sqrt{n} \text{ (для 2Т30, 4Т30).}$$

Если невязка допустима, вносят поправки в углы, распределяя ее с противоположным знаком поровну на все значения, округлив до 0,5 минуты. При получении остатка его распределяют в углы, составленные более короткими сторонами.

Примечание. Для упрощения последующих вычислений допускается внесение поправок, равных 0,5', в углы, имеющие дробные значения минут.

Пример. В замкнутом теодолитном ходе из четырех точек сумма измеренных горизонтальных углов получилась равной $360^\circ 01'$, теоретическая сумма равна $\sum \beta_{\text{т}} = 180^\circ(n - 2) = 180^\circ(4 - 2) = 360^\circ 00'$,

невязка составляет $f_{\beta} = 360^{\circ}01' - 360^{\circ}00' = 0^{\circ}01'$ (меньше допустимой величины, равной $\pm 1' \sqrt{4} = \pm 2'$). В значения углов I и П₇₇ внесли поправки по $-0,5'$, получив исправленные величины: $95^{\circ}04'$ и $76^{\circ}25'$ соответственно (см. табл. 5).

Вычисление дирекционных углов линий хода.

В контрольной работе дирекционный угол α начальной линии берется в соответствии с шифром и фамилией студента: число градусов равно двум последним цифрам зачетной книжки, число минут равно количеству букв в фамилии студента.

Например: Иванов, зачетная книжка № 312 218, тогда $\alpha = 18^{\circ}06'$.

Дирекционные углы последующих линий определяют, используя формулу

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n + 180^{\circ} - \beta_{\text{пр}},$$

где $\beta_{\text{пр}}$ — правый по ходу угол, заключенный между линиями с известным и определяемым дирекционными углами.

Пример.

$$\alpha_{1-2} = \alpha_{\text{П}77-1} + 180^{\circ} - \beta_1 = 18^{\circ}06' + 180^{\circ} - 95^{\circ}04' = 103^{\circ}02';$$

$$\alpha_{2-3} = \alpha_{1-2} + 180^{\circ} - \beta_2 = 103^{\circ}02' + 180^{\circ} - 74^{\circ}02' = 209^{\circ}00' \text{ и т. д.}$$

Контролем правильности вычисления дирекционных углов всех линий является повторно вычисленное значение дирекционного угла линии П₇₇—I, которое должно быть равно исходному (в приведенном примере $378^{\circ}06' - 360^{\circ} = 18^{\circ}06'$).

Затем значения дирекционных углов вписывают в графу 4 ведомости (см. табл. 5).

Вычисление приращений координат.

Приращения координат точек теодолитного хода вычисляют решением прямой геодезической задачи по формулам

$$\Delta X = d \cos \alpha,$$

$$\Delta Y = d \sin \alpha,$$

где d — горизонтальное проложение линии теодолитного хода.

Пример. Приращение абсциссы линии П₇₇—1 равно $\Delta X_{\text{П}77-1} = 125,04 \text{ м} \cdot \cos 18^{\circ}06' = +118,85$, ординат $\Delta Y = 125,04 \cdot \sin 18^{\circ}06' = +38,85$; линии I—II $\Delta X_{\text{I-II}} = 130,65 \cdot \cos 103^{\circ}02' = -29,46$, $\Delta Y_{\text{I-II}} = 130,65 \cdot \sin 103^{\circ}02' = +127,28$.

Ведомость вычисления координат точек замкнутого теодолитного хода

№№ точек	Горизонтальный угол β°		Дирекционный угол α	Горизонтальное положение линии d , м	Приращения координат, м,				Координаты, м,	
	Измеренный	Уравненный			вычисленные	уравненные		X	Y	
	2	3	4	5	$\Delta x = d \cos \alpha$	$\Delta y = d \sin \alpha$	Δx	Δy		
I	—	—	4	5	6	7	8	9	10	11
П ₇₇	—	—			-0,04	+0,03			2751,15	4125,98
I	95°04',5	-0,5'	18°06'	125,04	118,85	38,85	118,81	38,88		
II	74°02'	95°04'	103°02'	130,65	-0,05	+0,04			2869,96	4164,86
III	114°29'	74°02'	209°00'	112,12	-29,46	127,28	-29,51	127,32	2840,45	4292,18
П ₇₇	76°25',5	114°29'	274°31'	112,25	-0,04	+0,03	-90,10	-54,33	2742,35	4237,85
I	—	—	18°06'(378°06')		8,84	-111,90	-8,80	-111,87	2751,15	4125,98

$$\Sigma \Delta x_{\text{выч}} = +0,17 \quad \Sigma \Delta y_{\text{выч}} = -0,13 \quad \Sigma \Delta x = 0 \quad \Sigma \Delta y = 0$$

$$\Sigma \Delta x_{\text{теор}} = 0,00 \quad \Sigma \Delta y_{\text{теор}} = 0,00$$

$$f = +0,17 \quad fy = -0,13$$

$$\Sigma d = 480,06$$

$$\Sigma \beta_{\text{изм}} = 360^\circ 01' \quad \Sigma \beta = 360^\circ 00'$$

$$\Sigma \beta_{\text{т}} = 360^\circ 00'$$

$$f_{\text{абс}} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{(0,17)^2 + (-0,13)^2} \approx 0,21$$

$$f\beta = 0^\circ 01'$$

$$\Sigma \beta_{\text{т}} = 180^\circ (n - 2) = 180^\circ (4 - 2) = 360^\circ 00'$$

$$\text{доп. } f\beta = \pm 1' \sqrt{n} = \pm 1' \sqrt{4} = \pm 2'$$

$$f_{\text{отн}} = \frac{f_{\text{абс}}}{\Sigma d} = \frac{1}{480,06 : 0,21} = \frac{1}{2286} \leq \frac{1}{2000}$$

В замкнутом теодолитном ходе теоретические суммы приращений координат равны нулю, поэтому вычисленные фактические их значения являются невязками fx и fy . После вычисления приращений ординат и абсцисс определяют абсолютную невязку в периметре:

$$f_{\text{абс}} = \sqrt{fx^2 + fy^2},$$

и относительную невязку:

$$f_{\text{отн}} = f_{\text{абс}} / \sum d = \frac{1}{\sum d / f_{\text{абс}}},$$

где $\sum d$ — сумма горизонтальных проложений линий теодолитного хода — его периметр P .

Для средних условий измерения расстояний относительная невязка не должна превышать $1 : 2000$. Если относительная невязка допустима (в ведомости (см. табл. 5) $\frac{1}{2286}$), то вносят поправки, полученные распределением невязок fx и fy с обратным знаком на все приращения пропорционально горизонтальным проложениям линий по формуле

$$p = \frac{-fd_i}{\sum d},$$

где d_i — горизонтальное проложение линии, в приращения которой вносятся поправки.

Пример. Поправка в приращение абсциссы Δx линии П_{77-1} равна $p_x = \frac{(-0,17)125,04}{480,06} = -0,044 \approx -0,04$, в приращение ординат

Δy равна $p_y = \frac{-(-0,13)125,04}{480,06} = +0,034 \approx +0,03$.

При достаточном навыке поправки вносят на глаз пропорционально длинам линий. Сумма всех поправок в приращения и абсцисс и ординат должна равняться соответствующей невязке, взятой с обратным знаком.

Пример. Сумма приращений абсцисс равна $-0,17$. Поправку в приращение абсцисс наиболее длинной линии I—II вводят $-0,05$ м; остальных коротких линий П_{77-1} , II—III и III—П_{77} — по $-0,04$ м. Аналогично определяют значения поправок в приращения ординат ($+0,04$ м и $+0,03$ м соответственно).

Вычисляют уравненные приращения координат, прибавив к их вычисленным значениям соответствующие поправку с учетом знаков ($118,85 + (-0,04) = 118,81$ и т. д.) Для контроля подсчитывают алгебраические суммы уравненных приращений координат, которые должны равняться нулю.

Вычисление координат точек теодолитного хода.

Координаты точек вершин теодолитного хода вычисляются по формулам:

$$X_{n+1} = X_n + \Delta x;$$

$$Y_{n+1} = Y_n + \Delta y.$$

Пример. $X_I = X_{П77} + \Delta x_{П77-I} = 2751,15 + 118,81 = 2869,96$;
 $X_{II} = X_I + \Delta x_{I-II} = 2869,96 + (-29,51) = 2840,45$ и т. д.

Контролем вычислений являются повторно вычисленные координаты точки П₇₇, которые должны быть равны исходным.

1.1.3. Построение и оформление плана теодолитной съемки

Используя выверенный прямоугольный треугольник, на листе ватмана А4 вычерчивают координатную сетку из 12 квадратов (4×3) со сторонами 50×50 мм.

Для оцифровки осей абсцисс и ординат вычисляют разности максимальных и минимальных значений координат точек теодолитного хода. Если разница абсцисс меньше разницы ординат, то за ось X принимают направление, параллельное короткой, а ось Y — длинной стороне листа. В противном случае их положение обратное. Для построения плана в масштабе $1 : 1000$ нанесенные через 50 мм координатные линии подписывают через 50 м числами, кратными 10 м.

В приведенном примере из величины $X_{\min} = 2742,35$ м следует, что подписи по оси абсцисс можно начинать со значения 2740, но для получения некоторого запаса пространства лучше начать с 2730. Следующая линия будет оцифрована числом 2780 и т. д. Исходя из $Y_{\min} = 4125,98$ м, подписи по оси ординат могут начинаться с числа 4120 м, но удобнее — с 4100.

Для построения точки П₇₇ с координатами $X_{77} = 2751,15$, $Y_{77} = 4125,98$ определяют квадрат, в котором она должна быть расположена. Его южная (нижняя) сторона должна иметь абсциссу, равную 2730, северная (верхняя) — 2780, западная (левая) сторона — ординату 4100, восточная (правая) — 4150.

Для нанесения точки П_{77} на план от угловых точек южной стороны квадрата по его западной и восточной сторонам откладывают в масштабе плана отрезки ΔX ($X_{77} - X_{2730} = 2751,15 - 2730,00 = 21,15$ м — в масштабе плана 21,2 мм) и соединяют их тонкой линией. Аналогично вычисляют ΔY ($Y_{77} - Y_{4100} = 4125,98 - 4100 = 25,98$ м — в масштабе плана 26,0 мм) и выполняют построения на северной и южной сторонах квадрата. Точка П_{77} будет находиться на пересечении проведенных тонких линий.

Правильность построения контролируют сравнением расстояний на местности между точками теодолитного хода в масштабе плана с измеренными длинами соответствующих линий (длина линии П_{77} —I должна быть на плане равна 125,04 мм \approx 125,0 мм).

Вычерчивание ситуации на плане выполняют по абрису теодолитной съемки, используя результаты измерений до характерных точек контуров местности (рис. 55).

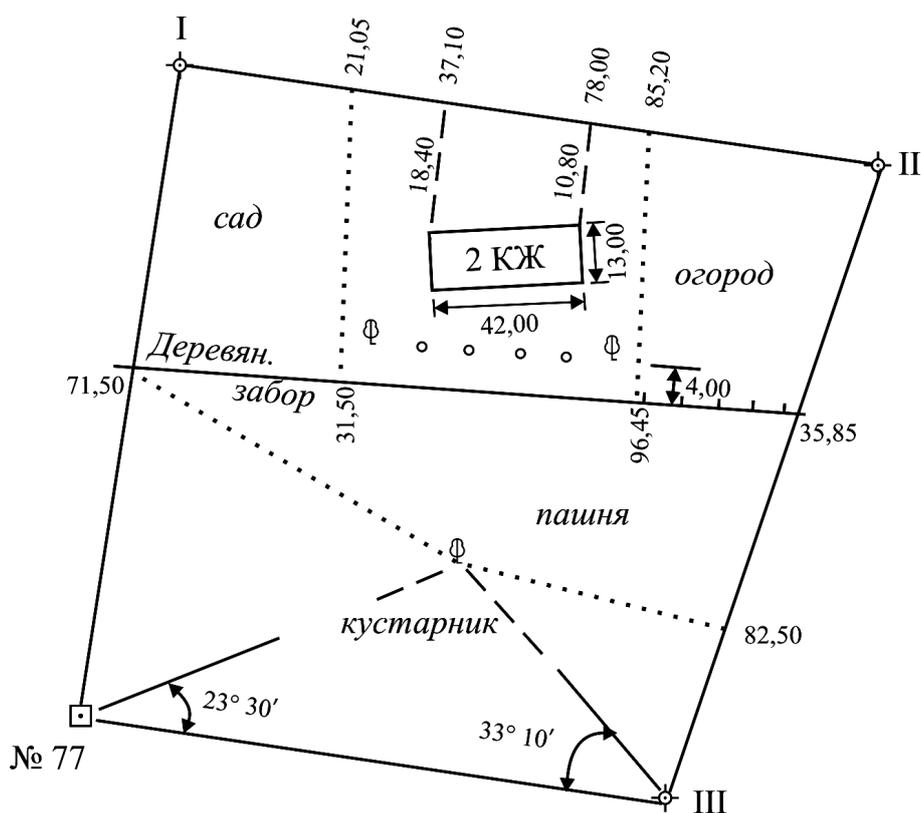


Рис. 55. Абрис теодолитной съемки

Метод построения точек ситуации на плане соответствует способу съемки, но обратен ему (вместо измерений выполняют построения).

Для определения положения пикетной точки, снятой методом перпендикуляров, в масштабе плана откладывают по линии теодолитного

хода указанное на абрисе расстояние, а затем в полученной точке восстанавливают соответствующей длины перпендикуляр.

Пример. Для нахождения положения точек двух углов дома по линии хода I—II (см. рис. 55) от точки I в сторону точки II откладывают расстояния, соответствующие на местности 37,10 м и 78,00 м (37,1 м и 78,0 мм), и из полученных точек восстанавливают перпендикуляры длиной 18,4 мм и 10,8 мм. Соединив их концы прямой линией, получают положение на плане стены дома, а отложив от нее под прямым углом расстояние, равное ширине дома (13 мм), получают точки расположения двух других углов здания. Контроль: расстояние между этими точками должно быть равно 42 мм.

Для нанесения на план пикетной точки, снятой методом угловой засечки, в точках теодолитного хода строят с помощью транспортира углы, равные измеренным на местности. Пикетная точка будет находиться на пересечении полученных направлений.

Пример. Дерево находится на пересечении направлений, расположенных под углами $33^{\circ}10'$ и $23^{\circ}30'$ к линии III—P₇₇.

Соединив соответственные точки на линиях теодолитного хода с указанными значениями промеров, получают на плане изображения других строений (деревянный забор между точками, расположенными на расстоянии 71,5 м по линии P₇₇—I и 35,85 м по линии II—III).

Границы земельных угодий проходят между точками с результатами промеров 21,05 м по линии I—II и 31,50 м по линии расположения деревянного забора, 85,20 м по линии I—II и 96,45 м вдоль забора, а также между деревом и точками с расстояниями 71,50 м по линии P₇₇—I и 82,50 м по линии II—III.

Указанный на абрисе ряд деревьев, расположенный на расстоянии 4 м от деревянного забора, изображают на плане кружками диаметром 2 мм. Сад и заросли кустарника вычерчивают условными знаками для топографических планов (см. рис. 55). Значения измеренных расстояний, углов и направления промеров на плане не фиксируют.

После составления плана в карандаше его вычерчивают тушью. Черным цветом наносят здания и строения, большую часть объектов ситуации (сплошными линиями), границы угодий (точечным пунктиром). Объекты гидрографии и пересечения координатных линий вычерчивают зеленым цветом.

1.2. Тахеометрическая съемка

1.2.1. Полевые работы при тахеометрической съемке

Тахеометрическая съемка — одновременная плановая и высотная съемка, по материалам которой составляют топографический план местности с изображением на нем и ситуации, и рельефа. При ее выполнении все необходимые данные для определения пространственного положения каждой снимаемой точки определяются в результате одного наведения на ее перекрестие сетки нитей зрительной трубы теодолита-тахеометра или электронного тахеометра.

Съемку характерных точек ситуации выполняют с пунктов съёмочного обоснования — тахеометрического хода. При наличии теодолитного хода, обработка результатов геодезических измерений которого описана выше и должна быть выполнена студентами в первой части данной контрольной работы, его точки используют и в качестве точек теодолитно-высотного тахеометрического хода. Для вычисления отметок точек определяют углы наклона линий, расстояния и превышения.

На каждой станции работу выполняют с контролем — вычислением места нуля. Место нуля — это отсчет по вертикальному кругу теодолита при горизонтальном положении визирной оси зрительной трубы. Для каждого геодезического прибора оно должно быть постоянным. Расхождение в значениях места нуля теодолита при определении разных углов не должно превышать двойной точности прибора (для 2Т30 — 1'). Вертикальные углы между точками тахеометрического хода определяют дважды — в прямом и обратном направлениях. Различаясь по знаку, они должны иметь равное численное значение (расхождение также не более 1').

Место нуля МО у теодолитов 2Т30 и 4Т30 определяют по формуле

$$МО = \frac{КЛ + КП}{2},$$

где КЛ — отсчет по вертикальному кругу теодолита при его положении слева; КП — справа от зрительной трубы.

Для вычисления угла наклона обычно используют формулу

$$v = КЛ - МО.$$

Наклонное расстояние D определяют с помощью нитяного дальномера теодолита 2Т30 дважды в прямом и обратном направлениях. Расхождение не должно превышать 1/400. При выполнении

этого условия вычисляют и в дальнейшем используют среднее значение. Горизонтальное проложение d вычисляют по формуле

$$d = D \cos^2 v.$$

При углах наклона меньше 2° вычисления упрощаются:

$$d \approx D.$$

Превышение определяют методом тригонометрического нивелирования. Сначала вычисляют табличное превышение

$$h' = d \operatorname{tg} v,$$

затем истинное превышение между точками

$$h = h' + \text{ВП} - l = d \operatorname{tg} v + \text{ВП} - l,$$

где ВП — высота прибора (от торца забитого до уровня поверхности земли кола в точке тахеометрического хода до оси вращения зрительной трубы установленного над ним теодолита); l — расстояние от пятки рейки до деления, на которое навели горизонтальную линию сетки нитей.

При наведении визирной оси трубы на деление рейки, равное высоте прибора ВП ($l = \text{ВП}$), формула вычисления превышения упрощается, принимая вид

$$h = d \operatorname{tg} v.$$

Превышения между точками тахеометрического хода вычисляют так же, как расстояния и углы наклона: дважды в прямом и обратном направлениях. Расхождения в превышениях не должны превышать 0,04 м на каждые 100 м длины отрезка линии.

1.2.2. Обработка материалов тахеометрического хода

Результаты измерений углов и наклонных расстояний, необходимые для определения горизонтальных проложений и превышений между точками съёмочного обоснования, заносят в специальный журнал. Используя полученные данные, вычисляют горизонтальные расстояния (проложения) сторон d и превышения между точками хода h .

Для снижения трудоемкости выполнение приведенных вычислений в контрольной работе не предусмотрено, выполняется обработка общих для всех студентов данных.

Суммарное превышение замкнутого тахеометрического хода должно быть равно нулю. Фактическая его величина является невязкой хода. Допустимую невязку вычисляют по формуле

$$f_{h \text{ доп}} = \pm \frac{0,04 \text{ м } P_{(100)}}{\sqrt{n}},$$

где $P_{(100)}$ — периметр хода, в сотнях метров; n — число сторон хода.

Если получившаяся невязка не превышает допуска, то точность результатов геодезических измерений считают удовлетворительной и вычисляют уравненные превышения, вводя в вычисленные превышения поправки, рассчитанные по формуле

$$\rho_h = \frac{-f_h}{P} d_i,$$

где f_h — фактическая невязка хода; P — периметр хода; d_i — горизонтальное проложение стороны хода.

Сумма поправок должна быть равна величине невязки, взятой с обратным знаком, их численные значения — пропорциональны длинам сторон.

Затем вычисляют высоты всех точек тахеометрического хода, прибавляя к отметке предыдущей точки соответствующее уравненное превышение.

Отметка исходной точки (П₇₇) задается: 100 плюс две последние цифры номера зачетной книжки студента.

В табл. 6 приведен пример заполнения ведомости определения отметок станций тахеометрического хода по результатам вычисленных превышений, взятых из учебного задания.

В приведенном примере периметр хода 480,06 м \approx 4,8 сотен метров, число сторон 4, допустимая невязка

$$f_{\text{доп}} = \pm \frac{0,04 P_{(100 \text{ м})}}{\sqrt{n}} = \pm \frac{0,04 \cdot 4,8}{\sqrt{4}} \approx \pm 0,10 \text{ м},$$

фактическая невязка хода f (сумма превышений) составляет 0,04 м (меньше допустимой).

Поправка в превышение линии П₇₇—I:

$$\rho = \frac{-(-0,04)}{480,06} 125,04 = +0,010 \text{ м} \approx +0,01 \text{ м},$$

линии I—II:

$$\rho = \frac{-(-0,04)}{480,06} 130,65 = +0,011 \approx +0,01 \text{ м и т. д.}$$

Уравненное значение превышения линии П₇₇—1 равно $-3,52 + 0,01 = -3,51$ м, линии I—II равно $+0,20 + 0,01 = +0,21$ м и т. д. Высота точки I равна высоте точки П₇₇ + уравненное превышение по линии П₇₇—1 = $118,00 + (-3,51) = 114,49$, точки II — вычисленной высоте точки I + уравненное превышение по линии I—II = $114,49 + 0,21 = 114,70$ и т. д.

Таблица 6

Ведомость уравнивания превышений и вычисления высот точек теодолитно-высотного хода

№ точки	Сторона хода	Горизонтальное проложение, м	Превышения, м			Отметки точек, м
			Вычисленные	Поправки	Уравненные	
П ₇₇	П ₇₇ —I	125,04	-3,52	+0,01	-3,51	118,0
I						114,49
II	I—II	130,65	+0,20	+0,01	+0,21	114,70
	II—III	112,12	-0,07	+0,01	-0,06	114,64
III	III—П ₇₇	112,25	+3,35	+0,01	+3,36	118,00
П ₇₇		$P = 480,06$	$f = -0,04$			

1.2.3. Съёмка точек местности. Заполнение и обработка журнала тахеометрической съёмки

При тахеометрической съёмке плановое положение точек местности определяют с точек съёмочного обоснования методом полярных координат, а высотное — производством тригонометрического нивелирования.

На точке тахеометрического хода (станции) устанавливают теодолит-тахеометр, центрируют, приводят в рабочее положение, измеряют высоту прибора и ориентируют нулевое деление лимба по направлению одной из соседних точек съёмочного обоснования. В журнале тахеометрической съёмки фиксируют направление ориентирования лимба, положение вертикального круга (обычно КЛ), высоту прибора (ВП) и вычисленное значение места нуля (МО). В приведенном примере (табл. 7) при установке теодолита на станции П₇₇ нулевое деление лимба было ориентировано на станцию I (№ речной точки I, высота прибора ВП = 1,49 м, положение вертикального круга слева от зрительной трубы (КЛ)).

Примечание. В учебном задании для всех вариантов $МО = 0^{\circ}02'$.

Таблица 7

Журнал тахеометрической съемки

№ реечной точки	Дальномерное расстояние D , м	Отсчеты		Угол наклона ν	Горизонтальное проложение $d = D \cos \nu^2$, м	Табличное превышение $h' = d \operatorname{tg} \nu$, м	Высота визирования l , м	Превышение $h = h' + \text{ВП} - l$, м	Отметка $H = H_{\text{ст}} + h$, м	Примечание
		по горизонтальному кругу	по вертикальному кругу							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Ст. I		Станция П ₇₇		ВП = 1,49 м			МО = 0°02'	H _{ст} = 118,00		
Отсчеты на реечные точки взяты при КЛ										
1	38,1	0°30'	-1°58'	-2°00'	63,1	-1,16	1,49	-1,16	116,84	Рельеф
2	371,5	0°00'	-1°48'	-1°50'	71,5	-2,29	1,49	-2,29	115,71	Забор
3	106,1	20°30'	-1°22'	-1°24'	106,1	-2,59	1,49	-2,59	115,41	Рельеф
4	80,5	42°10'	-1°12'	-1°14'	80,5	-1,73	1,49	-1,73	116,27	Рельеф
5	72,5	52°55'	-1°25'	-1°27'	72,5		1,49			Дерево
6	46,8	75°10'	-1°48'	-1°50'	46,8		1,49			Рельеф
7	87,4	76°02'	-1°45'	-1°47'	87,4		1,49			Рельеф
		Станция II		ВП = 1,45 м			МО = 0°02'	H _{ст} = 114,70		
Ст. III										
Отсчеты на реечные точки взяты при КЛ										
8	36,8	0°00'	+0°05'	+0°03'	36,8	+0,03	1,45	+0,03	114,73	Забор
9	82,5	0°30'	0°00'	-0°02'	82,5	-0,05	1,45	-0,05	114,65	Рельеф
10	53,1	33°20'	+2°43'	+2°41'	53,0	+2,48	3,00	+0,93	115,63	Дерево
11	55,2	72°05'	+0°38'	+0°36'	55,2	+0,58	1,45	+0,58	115,28	Рельеф
12	72,1	74°00'	+0°14'				1,45			Рельеф

При выполнении съемки в характерных точках местности устанавливают рейку, наводят на нее перекрестие сетки нитей зрительной трубы, берут отсчеты по горизонтальному и вертикальному кругам теодолита и дальномерные отсчеты по рейке. Данные вносят в соответствующие графы журнала тахеометрической съемки (см. табл. 7). В графе «Высота визирования» записывают высоту наведения визирного луча, в графе «Примечание» — положение (характеристику) точки местности, например забор, дерево, здание и т.д., или пишут слово «Рельеф», если назначением съемки точки было только определение ее высоты.

Одновременно ведут абрис (рис. 56), на котором ориентировочно показывают взаимное расположение реечных (пикетных) точек и вычерчивают контуры ситуации местности. Линии равномерных скатов между точками указывают стрелками, направленными в сторону понижения рельефа.

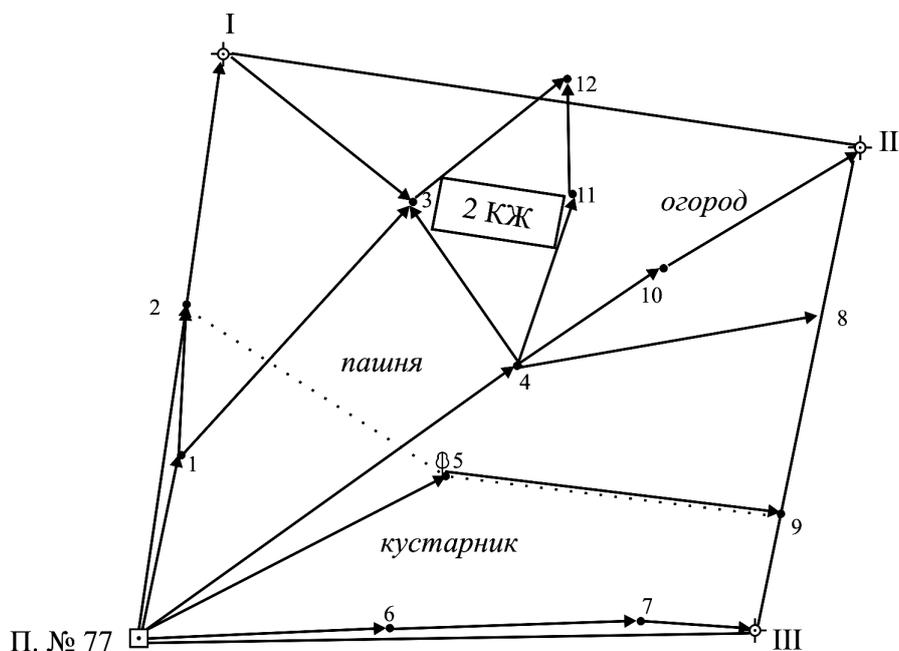


Рис. 56. Абрис тахеометрической съемки

При обработке журнала вычисляют углы наклона между станцией и пикетными точками по формуле $v = \text{КЛ} - \text{МО}$. Полученные результаты записывают в графу 5 «Угол наклона» журнала. По формулам $d = D \cos^2 v$ или $d \approx D$ вычисляют горизонтальные положения измеренных сторон, вписывая их в графу 6.

Следующей стадией является вычисление табличных h' и истинных h превышений по формулам $h' = d \operatorname{tg} v$; $h = h' + \text{ВП} - l$. Результаты записывают в графы 7 и 9 соответственно.

Завершают обработку журнала вычислением отметок всех речных точек по формуле

$$H_{p.т} = H_{ст} + h,$$

где $H_{ст}$ — взятая из ведомости уравнивания превышений (см. табл. 3) высота станции, с которой теодолитом-тахеометром выполнялась съемка местности.

Пример. При наведении перекрестия сетки нитей зрительной трубы теодолита, установленного на ст. П₇₇, на ленточку, приведенную на высоте 1,49 м рейки, установленной в пикетной точке 2, был взят отсчет по вертикальному кругу $-1^{\circ}48'$. $MO = 0^{\circ}02'$ (см. табл. 7). Угол наклона равен

$$v = КЛ - MO = -1^{\circ}48' - 0^{\circ}02' = -1^{\circ}50'.$$

Поскольку $v < 2^{\circ}$, $d \approx D \approx 71,5$ м.

Табличное превышение:

$$h' = d \operatorname{tg} v = 71,5 \text{ м} \cdot \operatorname{tg} (-1^{\circ}50') = -2,29 \text{ м}.$$

Истинное превышение:

$$h = h' + ВП - l = -2,29 \text{ м} + 1,49 \text{ м} - 1,49 \text{ м} = -2,29 \text{ м}.$$

Высота речной (пикетной) точки № 2:

$$H = H_{ст} + h = 118,00 + (-2,29) = 115,71 \text{ м}.$$

При съемке точки 10 со ст. П высота прибора была равна 1,45 м, перекрестие сетки нитей зрительной трубы наводили на верх рейки (3 м). Отсчет по вертикальному кругу был равен $2^{\circ}43'$.

Угол наклона составил

$$2^{\circ}43' - 0^{\circ}02' = 2^{\circ}41'.$$

Горизонтальное проложение равно

$$d = D \cos v^2 = 53,1 (\cos 2^{\circ}41')^2 = 53,0 \text{ м}.$$

Табличное превышение:

$$h' = d \operatorname{tg} v = 53,0 \cdot \operatorname{tg} 2^{\circ}41' = 2,48 \text{ м}.$$

Истинное превышение:

$$h = h' + ВП - l = 2,48 \text{ м} + 1,45 \text{ м} - 3,00 \text{ м} = 0,93 \text{ м}.$$

Высота речной точки № 10 равна

$$H = H_{ст.2} + h = 114,70 + 0,93 = 115,63 \text{ м}.$$

Построение плана тахеометрической съемки.

По значениям полярных углов и полярных расстояний, взятых соответственно из граф 3 и 6 журнала тахеометрической съемки,

наносят на план точки, в которых устанавливались рейки (речные точки). Работу выполняют таким образом: на плане совмещают центр транспортира с точкой (станцией), с которой выполнялась съемка, а нулевое деление его шкалы, оцифрованной по часовой стрелке, с исходным направлением, при котором отсчет по горизонтальному кругу был $0^{\circ}00'$ (на ст. П₇₇ исходным было направление на ст. I, на ст. II — на ст. III); отмечают на плане тонкими линиями направления, соответствующие полярным углам; по полученным направлениям от точки съемочного обоснования откладывают в масштабе плана полярные расстояния до речных точек; справа от нанесенных точек параллельно горизонтальным линиям координатной сетки подписывают их высоты (с точностью 0,01 м), а выше численных значений высот — номера точек.

На основании информации, приведенной в графе «Примечание» журнала тахеометрической съемки (см. табл. 7), и абриса (см. рис. 56) соответствующие точки плана соединяют линиями, получая контуры ситуации местности.

Между речными точками с линиями равномерного ската (указаны на абрисе стрелками) определяют положение точек горизонталей (выполняют их интерполирование). Работу выполняют с помощью палетки (графический способ) или по результатам вычислений (аналитический способ), а при достаточном опыте — глазомерно.

Палетка — это лист прозрачной бумаги с начерченными через равные расстояния, например 0,5 см, параллельными линиями. Линии оцифровывают значениями, кратными заданной высоте сечения рельефа в пределах величин отметки точек журнала тахеометрической съемки. При $h_{\text{сеч}} = 1,0$ м (в задании) они могут быть 1,0; 2,0; 3,0; ...; 114,0; 115,0 м и т. д. Лист накладывают на чертеж так, чтобы одна из нанесенных на плане речных точек совместилась с соответствующей ее высоте точкой между оцифрованными линиями палетки. Затем палетку поворачивают вокруг этой точки до совмещения другой речной точки с соответствующей уже ее высоте точкой между линиями палетки. Пересечения линий палетки с линией, соединяющей речные точки, являются положением точек соответствующих горизонталей.

Пример. Между точками с отметками 12,4 м и 15,8 м будут проходить горизонтали 13, 14, 15 м. На отрезок *AB* плана накла-

дывают палетку таким образом, чтобы речная точка A , имеющая высоту $H = 12,4$ м, расположилась между линиями палетки с отметками 12 и 13 на расстоянии 0,4 их промежутка от линии, оцифрованной числом 12 (рис. 57). В точке A палетку прикалывают к плану иглой и поворачивают вокруг нее до совмещения точки B с точкой палетки, соответствующей отметке 15,8 м (между отметками 15 и 16 на расстоянии 0,8 их промежутка от линии 15). В этом положении палетку закрепляют и делают иглой наколы в точках пересечения линии AB с параллельными линиями палетки. Через эти точки будут проходить горизонталы с отметками 13, 14 и 15 м.

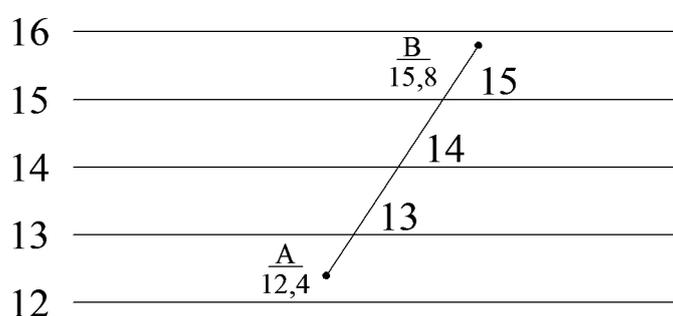


Рис. 57. Интерполирование горизонталей с помощью палетки

Такие действия выполняют между всеми точками, соединенными на абрисе (см. рис. 56) стрелками, указывающими направления скатов.

При *аналитическом способе* положение горизонталей определяют по результатам вычислений превышений между речными точками плана и горизонталями. Расстояние от точки до горизонтали и между горизонталями вычисляют по формуле

$$l_i = \frac{h_i l}{h},$$

где h — превышение между точками; l — расстояние между точками на плане; h_i — превышение между точкой плана и горизонталью или между соседними горизонталями.

Пример. Между точками A и B , находящимися на плане на расстоянии 40 мм и имеющими отметки 12,40 и 15,80 м соответственно, горизонталы могут принимать значения 13,00, 14,00 и 15,00 м. Превышение между точкой A и горизонталью 13 м h_1 равно $13,00 - 12,40 = 0,60$ м; между горизонталями 13 м и 14 м равно

14,00 – 13,00 = 1,00 м; между горизонталями 14 м и 15 м $h_3 = 15,00 - 14,00 = 1,00$ м; между горизонталью 15 м и точкой B $h_4 = 15,80 - 15,00 = 0,80$ м; общее превышение между точками A и B равняется $15,80 - 12,40 = 3,40$ м.

Соответствующие расстояния будут составлять:

$$l_1 = \frac{h_1 l}{h} = \frac{0,60 \text{ м} \cdot 40 \text{ мм}}{3,40 \text{ м}} = 7,0 \text{ мм};$$

$$l_2 = \frac{h_2 l}{h} = \frac{1,00 \text{ м} \cdot 42 \text{ мм}}{3,40 \text{ м}} = 11,8 \text{ мм};$$

$$l_3 = \frac{h_2 l}{h} = \frac{1,00 \text{ м} \cdot 42 \text{ мм}}{3,40 \text{ м}} = 11,8 \text{ мм};$$

$$l_4 = \frac{h_4 l}{h} = \frac{0,80 \text{ м} \cdot 21 \text{ мм}}{3,40 \text{ м}} = 9,4 \text{ мм};$$

$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 = 7,0 \text{ мм} + 11,8 \text{ мм} + 11,8 \text{ мм} + 9,4 \text{ мм} = 40 \text{ мм}$ (контроль).

При *интерполировании на глаз* исходят из того, что расстояния между точками и горизонталями или соседними горизонталями пропорциональны вычисленным в уме превышениям. В приведенном примере, если принять превышение 0,60 м за единицу, каждое из двух равных превышений между горизонталями 1,00 м будет составлять около 2 единиц, превышение 0,80 — немного более единицы (всего 6 единиц). При мысленном разделении расстояния между точками A и B на шесть частей расстояние от точки A до точки горизонтали с отметкой 13,00 м должно составлять одну часть, каждое из расстояний между горизонталями — немного менее двух частей, от горизонтали с отметкой 15,0 м до точки B — немного более одной части.

Нанесенные на план точки с одинаковыми отметками соединяют плавными кривыми линиями — горизонталями.

При вычерчивании горизонталей следует учитывать, что они не могут пересекаться, а отметки соседних горизонталей должны отличаться на высоту сечения рельефа (в задании 1 м).

Горизонтали вычерчивают линиями коричневого цвета, толщиной 0,1 мм. Каждую пятую горизонталь утолщают до 0,2...0,3 мм и подписывают отметку в разрыве линии, располагая основание цифр, в сторону понижения ската.

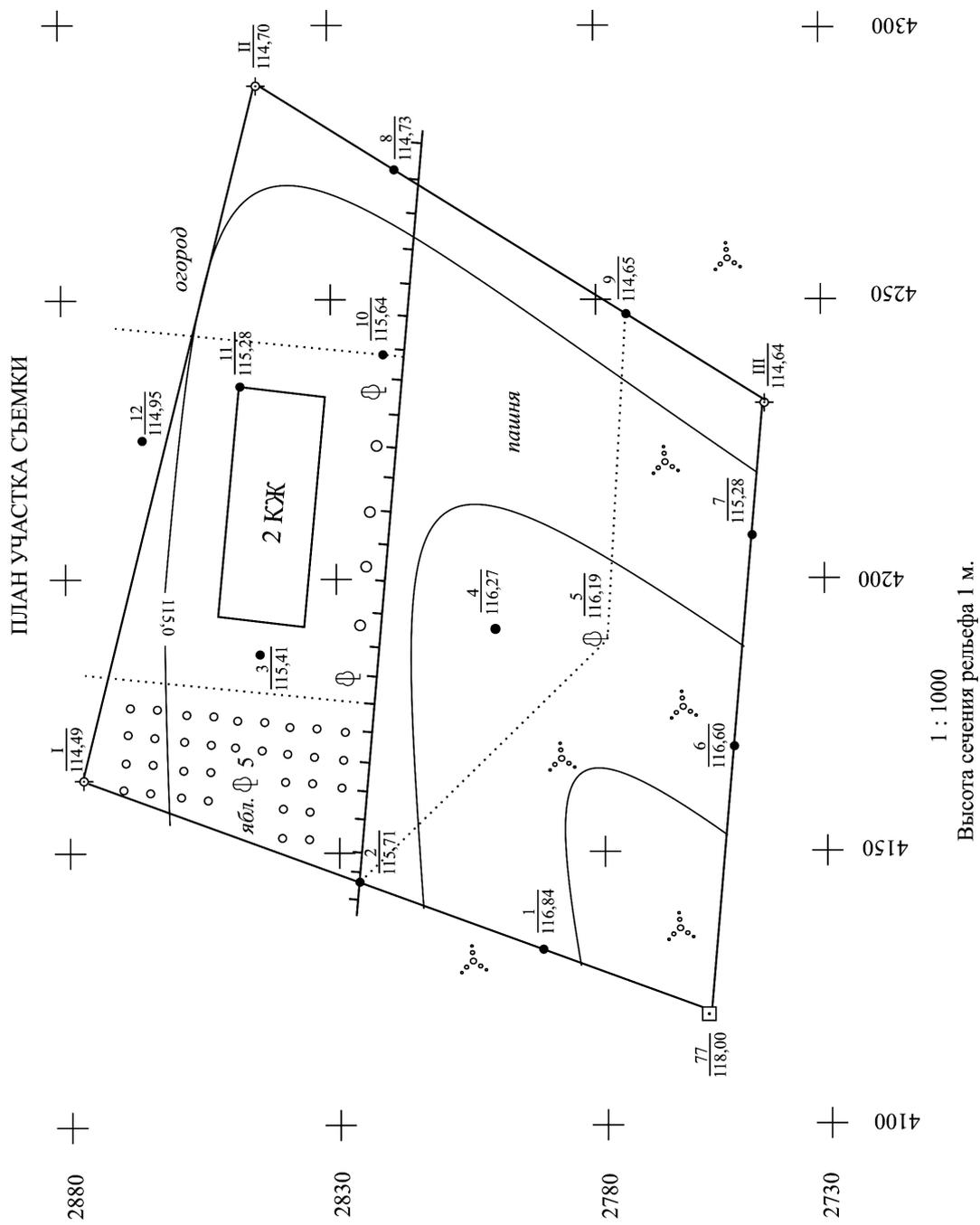


Рис. 58. Образец оформления плана топографической съемки

Глава 2. ОБРАБОТКА ЖУРНАЛА НИВЕЛИРОВАНИЯ ТРАССЫ. ПОСТРОЕНИЕ ПРОФИЛЯ. ПРОЕКТИРОВАНИЕ НА ПРОФИЛЕ

(Контрольная работа № 2)

Процесс выполнения полевых работ по разбивке пикетажа и техническому нивелированию трассы изложен в главе 4 раздела I.

2.1. Обработка журнала нивелирования трассы

Вычисление превышений между связующими точками.

Связующие точки нивелируют способом «из середины». Превышение между ними вычисляют в полевых условиях по формулам

$$h_{\text{ч}} = a_{\text{ч}} - b_{\text{ч}},$$
$$h_{\text{кр}} = a_{\text{кр}} - b_{\text{кр}},$$

где $a_{\text{ч}}$ и $a_{\text{кр}}$ — отсчеты по черной и красной сторонам установленной в задней точке рейки; $b_{\text{ч}}$ и $b_{\text{кр}}$ — то же в передней точке.

Если превышения по черной и красной сторонам реек различаются не более чем на 5 мм, вычисляют среднее значение:

$$h_{\text{ср}} = \frac{(h_{\text{ч}} + h_{\text{кр}})}{2}.$$

Постраничный контроль правильности вычисления превышений обычно выполняют в камеральных условиях по окончании полевых работ. Для этого на каждой странице журнала нивелирования подсчитывают суммы превышений, вычисленных по черным и красным сторонам реек (табл. 8, колонка 6), и их средних значений (колонка 7). После деления суммы вычисленных превышений (колонка 6) на два должно получиться число, равное сумме средних превышений (колонка 7). Расхождение результатов, которое может получиться за счет округления вычисленных средних превышений до целых миллиметров, не должно превышать 1...2 мм.

В приведенном примере журнал состоит из одной страницы (табл. 8). Сумма средних превышений получилась равной -4819 мм, сумма вычисленных превышений по черной и красной сторонам реек — равной -9640. После деления последнего значения на два получаем:

$\sum h_{\text{ч,к}} / 2 = -9640 / 2 = -4820$ мм, т. е. число, отличающееся от суммы средних превышений всего на 1 мм.

Затем выполняют контроль правильности подсчетов каждого из вычисленных в полевых условиях превышений. Для этого из суммы отсчетов по задним рейкам вычисляют сумму отсчетов по передним рейкам (колонки 3 и 4), которая должна получиться равной сумме вычисленных превышений по черной и красной сторонам реек (−9640):

$$\sum a - \sum b = (43\ 009 - 52\ 549) = -9640 \text{ мм.}$$

Вычисление невязки нивелирного хода и внесение поправок в превышения.

По разности отметок начального и конечного реперов вычисляют теоретическую сумму превышений (113,170 м − 118,000 м = −4,830 м = −4830 мм). Определяют невязку всего хода вычитанием из суммы измеренных средних превышений общего теоретического превышения. Получили значение: −4819 мм − (−4830) мм = +11 мм. Величину допустимой невязки вычисляют по формуле

$$f_{h \text{ доп}} = \pm 50 \text{ мм} \sqrt{L \text{ (км)}},$$

где L — длина хода, км.

В приведенном примере ход состоит из пяти пикетов по 100 м и расстояний от репера № 50 до пикета 0 и от пикета 5 до репера № 51, каждое из которых также принимаем равным 100 м. Итого 700 м = 0,7 км.

Допустимая невязка равна $f_{h \text{ доп}} = \pm 50 \text{ мм} \sqrt{0,7} \approx \pm 42 \text{ мм}$.

Поскольку получившаяся невязка (11 мм) по абсолютной величине не превышает допустимую (42 мм), результаты нивелирования трассы следует считать удовлетворительными. В каждое из вычисленных превышений вводим поправки, полученные делением невязки, взятой с обратным знаком, на количество станций (11 мм / 6 ≈ 1,8 мм). Их значения вписываем над превышениями в целых миллиметрах (на часть превышений 2 мм, на часть 1 мм) так, чтобы сумма поправок по абсолютной величине была равна невязке (5 поправок по −2 мм, 1 поправку в −1 мм). Записываем исправленные (уравненные) превышения, выраженные в метрах. На станции № 1 уравненное превышение равно −2364 мм + (−2) мм = −2366 мм = −2,366 м; на станции № 2 оно составляет −2344 мм + (−2) мм = −2346 мм = −2,346 м; на станции № 6 равно 630 мм + (−1) мм = 629 мм = 0,629 м.

Таблица 8

Журнал технического нивелирования трассы

№№ станций	№№ нивелируемых точек	Отсчеты по рейкам, мм,			Превышения, мм,			Горизонт прибора ГП, м	Отметка, м
		задние a	передние b	промежуточные c	вычисленные $h_{ч.к}$	средние $h_{ср}$	исправленные $h_{испр}$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Рл49	0451							118,000
		5237			-2365	-2			
1	ПК0		2816		-2363	-2364	-2,366		115,634
			7600						
	ПК0	0398							115,634
		5184			-2345	-2			
2	+66			0617	-2344	-2344	-2,346	116,032	115,415
	ПК1		2743						
			7528						113,288
	ПК1	0988							113,288
		5774			-0363	-2			
3	+40			0421	-0361	-0362	-0,364	114,276	113,855
	ПК2		1351						112,924
			6135						
	ПК2	1290							112,924
4		6076			-1435	-1434	-1,436		
	ПК3		2725		-1434				111,488
			7510						
	ПК3	1902							111,488
		6686			1054	-2			
	ПК4			1210	1056	1055	1,053	113,390	112,180
5	П + 20			0712					112,678

Вычисление отметок точек трассы.

Отметки связующих точек вычисляют, прибавив к отметке предыдущей точки величину уравненного превышения:

$$H_n = H_{n-1} + h_{\text{испр}};$$

$$H_{\text{ПК0}} = H_{\text{рп. № 49}} + h_1 = 118,000 \text{ м} + (-2,366 \text{ м}) = 115,634 \text{ м};$$

$$H_{\text{ПК1}} = H_{\text{ПК0}} + h_2 = 115,634 \text{ м} + (-2,346 \text{ м}) = 113,288 \text{ м и т. д.}$$

Контролем вычислений является отметка конечной точки нивелирного хода — репера № 50 (113,170 м). Расхождений быть не должно.

Отметки всех промежуточных точек и точек поперечников вычисляют через горизонт прибора (ГП). Горизонт прибора — это высота визирного луча над уровенной поверхностью. Его вычисляют, прибавив к отметке точки отсчет по черной стороне установленной на ней рейки:

$$\text{ГП} = H_{\text{задн}} + a = H_{\text{пер}} + b,$$

где $H_{\text{задн}}$ — отметка задней точки; a — отсчет по черной стороне рейки, установленной на задней точке, м; $H_{\text{пер}}$ — отметка передней точки; b — отсчет по черной стороне рейки на передней точке, м.

Пример. На станции 2 значение горизонта прибора, вычисленного по значению отметки ПК0, равно

$$\text{ГП}_1 = 115,634 \text{ м} + 0,398 \text{ м} = 116,032 \text{ м},$$

по величине отметки ПК1:

$$\text{ГП}_2 = 113,288 \text{ м} + 2,743 \text{ м} = 116,031 \text{ м}.$$

Полученные значения различаются на 1 мм (менее 5 мм), тогда

$$\text{ГП}_{\text{ср}} = \frac{\text{ГП}_1 + \text{ГП}_2}{2} = 116,0315 \text{ м} \approx 116,032 \text{ м}.$$

Отметки промежуточных точек (плюсовых точек, главных точек круговой кривой, точек поперечников) вычисляют вычитанием из горизонта прибора отсчетов по рейке, устанавливаемой на этих точках:

$$H_{c_i} = \text{ГП} - c_i,$$

где c_i — отсчет по рейке на промежуточную точку.

$$\text{Пример. } H_{\text{ПК0}} + 66 = 116,032 \text{ м} - 0,617 \text{ м} = 115,415 \text{ м}.$$

На станциях, где отсчеты на плюсовые точки не брали (ст. 1, ст. 4, ст. 6), необходимость вычисления горизонта прибора отпадает.

2.2. Построение продольного профиля трассы

После вычисления отметок всех связующих и плюсовых точек приступают к построению на миллиметровой бумаге продольного профиля трассы и профилей поперечников. Масштаб высот принимают в 10 раз крупнее масштаба горизонтальных расстояний, благодаря чему профиль приобретает большую наглядность. В контрольной работе горизонтальный масштаб профиля 1 : 2000, вертикальный — 1 : 200.

Всю цифровую информацию о профиле приводят в профильной сетке, состоящей из ряда горизонтальных граф (рис. 59). Верхнюю линию профильной сетки целесообразно совместить с одной из утолщенных линий миллиметровой бумаги, а нижняя должна отстоять от нижнего края листа на 2,5...3,5 см.

В графе «Расстояния» с учетом принятого горизонтального масштаба в местах расположения пикетов наносят вертикальные штрихи.

Затем откладывают и вписывают расстояния от пикетов до плюсовых точек. В масштабе 1 : 2000 одному метру на местности соответствует 0,5 мм на профиле; расстоянию между пикетами, равному 100 м, соответствует 50 мм, расстоянию 66 м до плюсовой точки — 33 мм, расстоянию 40 м — 20 мм. Числовое значение целого пикетного расстояния не пишется.

В графу «Отметки земли» вписывают вычисленные фактические значения высот (отметки) пикетов и плюсовых точек, округленные до сотой доли метра.

Выполняют оцифровку вычерченной вертикальной полосы. Верхнюю линию профильной сетки принимают за линию условного горизонта. Для вычисления ее отметки определяют минимальную из отметок трассы H_{\min} , вычитают из ее величины 8,00 м и округляют полученное число до четного числа метров. С учетом вертикального масштаба, который обычно в 10 раз крупнее горизонтального, слева от полосы наносят четные числа значений высот.

От верхней линии сетки профиля откладывают и вычерчивают отрезки длиной, соответствующей в вертикальном масштабе значениям отметок точек. Верхние точки отложенных отрезков соединяют прямыми линиями и получают ломаную линию — профиль трассы.

Пример. В масштабе 1 : 200 одному метру на местности соответствует 5 мм на профиле. Точка ПК0 с отметкой 115,63 м будет находиться выше линии миллиметровой бумаги, оцифрованной

числом 114 м на: $5 \text{ мм} \cdot 1,63 \approx 8 \text{ мм}$. Точка ПК1 с отметкой 113,29 м будет находиться выше линии 112 м на: $5 \text{ мм} \cdot 1,29 \approx 6,5 \text{ мм}$, точка ПК2 с отметкой 112,92 м выше линии 112 на: $5 \text{ мм} \cdot 0,92 \approx 4,5 \text{ мм}$.

В графе «План трассы» вычерчивают условными знаками ситуацию местности.

2.3. Проектирование на профиле

В графе «Проектные уклоны и расстояния» в месте изменения уклона проектной линии (ПК3) проводят вертикальный штрих. По диагоналям получившихся прямоугольников проводят наклонные линии, идущие при положительном уклоне вверх и при отрицательном вниз, при уклоне, равном 0 (в задании отсутствует), горизонтально — по середине прямоугольника. Над линией каждого уклона пишут его значение, под линией — горизонтальное расстояние d между крайними точками участка трассы.

В задании предлагается в точке ПК0 запроектировать выемку глубиной 0,40 м и до ПК3 трассу с уклоном 0,012. Поэтому $H_{\text{пр. ПК0}} = H_{\text{факт. ПК0}} - 0,40 \text{ м}$, в нашем примере $115,63 \text{ м} - 0,40 \text{ м} = 115,23 \text{ м}$.

Затем вычисляют проектные отметки пикетов и плюсовых точек участка трассы по формуле

$$H_n^{\text{пр}} = H_{n-1}^{\text{пр}} + id,$$

где $H_{n-1}^{\text{пр}}$ — проектная отметка начальной точки проектной линии; i — проектный уклон; d — горизонтальное расстояние от начала участка трассы до пикетной или плюсовой точки.

Пример. Заданная величина уклона отрезка трассы ПК0—ПК3 равна $-0,012$, тогда:

$$H_{\text{пр. ПК0}} + 60 = 115,23 + (-0,012)66 \approx 114,44 \text{ м};$$

$$H_{\text{пр. ПК1}} = 115,23 + (-0,012)100 \approx 114,03 \text{ м};$$

$$H_{\text{пр. ПК1}} + 40 = 115,23 + (-0,012)140 \approx 113,55 \text{ м};$$

$$H_{\text{пр. ПК2}} = 115,23 + (-0,012)200 \approx 112,83 \text{ м};$$

$$H_{\text{пр. ПК3}} = 115,23 + (-0,012)300 \approx 111,63 \text{ м}.$$

На участке ПК3—ПК5 в задании предлагается запроектировать трассу с уклоном $+0,003$. Проектные отметки точек вычисляют аналогично.

Пример.

$$H_{\text{пр. ПК4}} = 111,63 + 0,003 \cdot 100 = 111,93 \text{ м};$$

$$H_{\text{пр. ПК5}} = 111,63 + 0,003 \cdot 200 = 112,23 \text{ м}.$$

Значения вычисленных проектных отметок точек вписывают в графу «Проектные отметки», определяют их положение на профиле и, соединив нанесенные точки, получают проектную линию.

Для всех пикетов и плюсовых точек вычисляют рабочие отметки по формуле

$$h_p = H^{\text{пр}} - H^{\text{факт}}.$$

Рабочая отметка, имеющая знак «+», пишется над проектной линией, «-» — под линией. Знаки у рабочих отметок не ставят.

Пример.

$$h_{\text{р. ПК}0} = 115,23 - 115,63 = -0,40 \text{ м};$$

$$h_{\text{р. ПК}0+66} = 114,44 - 115,42 = -0,98 \text{ м};$$

$$h_{\text{р. ПК}1} = 114,03 - 113,29 = 0,74 \text{ м}.$$

Места пересечения проектной линии трассы и линии поверхности земли являются точками нулевых работ. На профиле они находятся между точками, имеющими рабочие отметки с разными знаками (рис. 59).

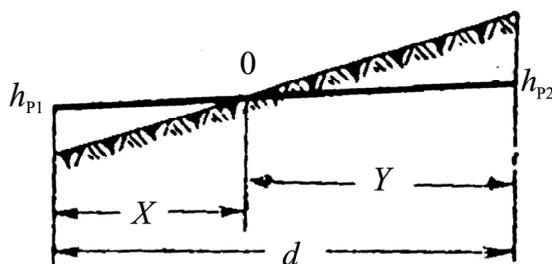


Рис. 59. Расположение точки нулевых работ

Расстояния от ближайших фиксированных точек (пикетов или плюсовых) до точек нулевых работ вычисляют по формулам

$$X = \frac{|h_{p.1}| d}{|h_{p.1}| + |h_{p.2}|};$$

$$Y = \frac{|h_{p.2}| d}{|h_{p.1}| + |h_{p.2}|},$$

где d — расстояние между соседними точками профиля с рабочими отметками разного знака (h_{p1} и h_{p2}).

Контроль:

$$X + Y = d.$$

Пример. h_{p1} (на ПК0 + 66) = -0,98 м; h_{p2} (на ПК1) = +0,74 м; $d = 34$ м (см. рис. 59).

$$X = \frac{0,98 \cdot 34}{0,98 + 0,74} \approx 19,37 \text{ м};$$

$$Y = \frac{0,74 \cdot 34}{0,98 + 0,74} \approx 14,63 \text{ м};$$

$$X + Y = 19,37 \text{ м} + 14,63 \text{ м} = 34,0 \text{ м} = d.$$

Отметки точек нулевых работ вычисляют по формуле

$$H_{o(n)} = H_{n-1} + iX.$$

Пример. $H_{0(\text{ПК}0+66+19,37 \text{ м})} = 114,44 + (-0,012)19,37 \text{ м} = 114,21 \text{ м}$.

Для контроля вычисляют отметку последующей точки ПК1 по формуле

$$H_{n+1} = H_n + iY.$$

$$H_{\text{ПК}1} = 114,21 + (-0,012)14,63 \text{ м} = 114,03 \text{ м}.$$

По аналогии параметры следующей точки нулевых работ рав-

ны: $X = \frac{0,74 \cdot 40}{0,74 + 0,31} = 28,19 \text{ м};$

$$Y = \frac{0,31 \cdot 40}{0,74 + 0,31} = 11,81 \text{ м};$$

$$X + Y = 28,19 \text{ м} + 11,81 \text{ м} = 40,00 \text{ м};$$

$$H_{0(\text{ПК}1+28,19)} = 114,03 + (-0,012)28,19 \text{ м} = 113,69 \text{ м};$$

$$H_{\text{ПК}1+40} = 113,69 + (-0,012)11,81 \text{ м} = 113,55 \text{ м}.$$

Проектная отметка точки нулевых работ на участке с уклоном 0,003 между ПК3 и ПК4 равна: $111,63 + 0,003 \cdot 35,90 = 111,74 \text{ м}$.

Все параметры точки нулевых работ между ПК2 и ПК3 студенты вычисляют по аналогии самостоятельно.

2.4. Оформление профиля

Вычерченный на миллиметровой бумаге простым карандашом профиль (рис. 60) обводят тушью. Названия граф «Пикеты», «Расстояния», «Фактические отметки земли», «Грунты», числовые значения в них, а также отрезки линий от условного горизонта до точек профиля и линий профиля поверхности земли наносят черным цветом. Названия и содержание граф «Проектные отметки» и «Проектные уклоны и расстояния», проектные линии на профиле и рабочие отметки обводят красным цветом.

Все параметры, определяющие положение точек нулевых работ (вертикальные отрезки от линии условного горизонта до них, расстояния до ближайших фиксированных точек профиля, рабочие отметки «0»), обводят синим цветом. В середине графы «План трассы» вычерчивают красным цветом прямую линию, по обе стороны от которой черным цветом обводят условные знаки ситуации.

Раздел IV. ВЫПОЛНЕНИЕ РАБОТ УЧЕБНОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ ПРАКТИКИ

Учебная геодезическая практика является завершающим этапом изучения студентами вопросов инженерной геодезии в строительстве и предназначена для закрепления и углубления полученных ранее знаний и навыков работы с геодезическими приборами и инструментами.

Глава 1. ОРГАНИЗАЦИЯ И ПРАВИЛА ВЫПОЛНЕНИЯ РАБОТ НА УЧЕБНОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ ПРАКТИКЕ

1.1. Порядок прохождения студентами практики

К учебной геодезической практике допускаются студенты, выполнившие все предусмотренные программой лабораторные и расчетно-графические работы и успешно сдавшие экзамен или зачет по геодезии или инженерной геодезии. В процессе прохождения практики студенты должны научиться выполнять поверки и юстировку геодезических приборов, методически правильно и быстро проводить измерения углов, расстояний и превышений, освоить методы организации и производства инженерно-геодезических работ.

Начало и окончание ежедневной работы определяются расписанием дня. Пропуски занятий и опоздания недопустимы, за нарушения студенты могут быть отчислены с практики. Последовательность и продолжительность видов работ учебной геодезической практики устанавливаются календарным графиком. Работы выполняются бригадой из 5—6 студентов.

Члены бригады обязаны:

своевременно восстанавливать знания, необходимые для выполнения конкретной инженерно-геодезической работы;
соблюдать распорядок дня;

в течение рабочего времени находиться в местах выполнения полевых работ или камеральной обработки их результатов;

бережно обращаться с геодезическими приборами и оборудованием;

соблюдать требования охраны окружающей среды (не допускать повреждения газонов, цветочных клумб и зеленых насаждений, возгорания сухой травы);

не допускать повреждений асфальтового покрытия, сооружений на детских площадках;

участвовать во всех видах полевых и камеральных работ;

поддерживать чистоту и порядок в помещениях и на местах полевых работ;

не наносить надписей на стенах домов, заборах и столбах.

После выполнения всех предусмотренных программой работ студенты должны представить преподавателю полевые и расчетно-графические материалы по каждой из них и отчитаться.

1.2. Требования техники безопасности выполнения работ

Перед началом учебной геодезической практики студенты изучают правила техники безопасности при производстве инженерно-геодезических работ. Преподаватель проверяет их знание, после чего студенты расписываются в журнале инструктажа.

Необходимо соблюдать следующие основные требования безопасного выполнения геодезических работ:

в жаркие солнечные дни обязательно работать в головных уборах; не разрешается ложиться или садиться на сырую траву, землю или асфальт;

запрещается работать и ходить босиком;

на пустырях, балках и оврагах можно работать только в закрытой обуви;

запрещается выполнять измерения на проезжей части улицы и трамвайных путях;

запрещается работать на территории, используемой для выгула собак, на объектах, охраняемых собаками;

запрещается купаться в неустановленных местах, возможно только организованное купание в присутствии ответственного лица;

запрещается разводить костры, бросать не затушенные окурки и спички;

нельзя носить за спиной прибор, укрепленный на штативе;
нельзя перебрасывать друг другу шпильки, вешки и т. д., нужно передавать их из рук в руки;

запрещается наведение на Солнце зрительной трубы геодезического прибора без специального светофильтра;

нужно соблюдать правила безопасной работы с мерной лентой: не держаться за полотно при ее разматывании и сматывании;

во избежание падения нивелирных реек нельзя в период между наблюдениями приставлять их к стенам зданий, столбам и деревьям;

не допускается работа во время дождя;

во время грозы нельзя находиться вблизи опор линий электропередач, под деревьями;

в случае травмы необходимо немедленно обратиться в ближайшее лечебное учреждение — травмпункт поликлиники № 4 г. Волгограда, ул. Академическая, 14.

1.3. Правила работы с геодезическими приборами и инструментами

Получая приборы и инструменты, студенты их тщательно осматривают для выявления неисправностей и повреждений. Неисправные приборы возвращаются в геокамеру. Все имеющиеся незначительные повреждения приборов и оборудования, допускающие возможность выполнения ими измерений с необходимой точностью, записывают в дефектную ведомость, которую подписывает учебный мастер кафедры геодезии или преподаватель, осуществляющий руководство практикой.

Следует соблюдать следующие правила при работе с геодезическими приборами:

не оставлять приборы и инструменты без присмотра;

при укладке прибора в упаковочный ящик или футляр не прилагать усилий;

установив прибор на штатив, нужно сразу закрепить его станочным винтом;

во время работы нельзя сильно затягивать станочной и зажимные винты, а также виты на ножках штатива;

при переходе с одной станции на другую не обязательно снимать прибор со штатива, можно переносить комплект в вертикальном положении, прислонив к плечу;

точное наведение перекрестия сетки нитей зрительной трубы теодолита на цель наводящими винтами всегда нужно заканчивать вращая их вправо по часовой стрелке, т. е. ввинчивая;

при юстировке прибора для предотвращения повреждения резьбы перед завинчиванием юстировочного винта необходимо предварительно ослаблять противоположный винт;

необходимо оберегать инструменты от попадания в них воды и пыли;

недопустимы натяжение мерной ленты при образовании на ней петель, проезд по полотну ленты автомобилей;

перед сдачей мерную ленту нужно протереть тряпкой;

рейки нужно беречь от сырости, предохранять от стирания делений и цифр; нельзя садиться на рейки, переносить на них грузы.

Глава 2. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКА ТЕХНИЧЕСКИХ ТЕОДОЛИТОВ 2Т30, 4Т30

Поверки — это выявление соответствия расположения осей прибора его геометрической схеме (рис. 61).

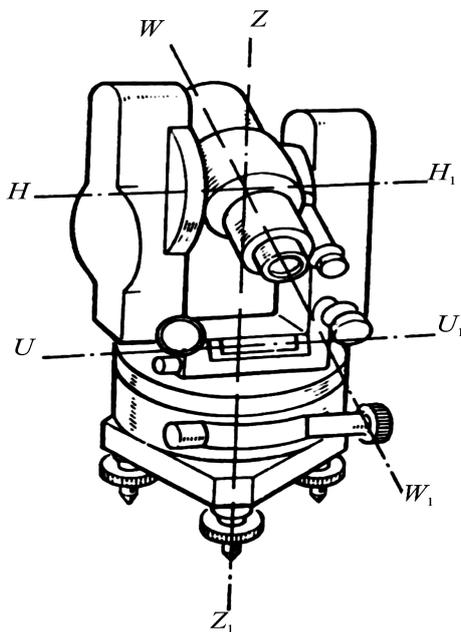


Рис. 61. Схема расположения основных осей теодолитов 2Т30, 4Т30: ZZ_1 — вертикальная ось вращения прибора; WW_1 — визирная ось зрительной трубы; HH_1 — горизонтальная ось вращения зрительной трубы; UU_1 — ось цилиндрического уровня

Ось цилиндрического уровня при алидаде горизонтального круга должна быть перпендикулярна к оси вращения прибора ($UU_1 \perp ZZ_1$). Теодолит приводят в рабочее положение. Для этого

устанавливают цилиндрический уровень параллельно двум подъемным винтам и, вращая их в разные стороны, приводят пузырек уровня в нуль-пункт (на середину ампулы). Затем алидаду горизонтального круга вместе с уровнем поворачивают примерно на 90° и вращением третьего (ранее не использовавшегося) подъемного винта вновь приводят пузырек в нуль-пункт. После этого алидаду поворачивают на 180° . Если пузырек уровня остался в середине ампулы, условие выполнено. При смещении пузырька более чем на одно деление выполняют юстировку (исправление положения уровня). Работая исправительными (юстировочными) винтами уровня, перемещают пузырек в сторону нуль-пункта на половину дуги отклонения. Затем поверку повторяют.

Визирная ось зрительной трубы должна быть перпендикулярна к оси ее вращения ($WW_1 \perp HH_1$). Несоблюдение этого условия вызывает коллимационную ошибку, которую для исключения влияния эксцентриситета горизонтального круга определяют в два приема. Приводят теодолит в рабочее положение. Затем при закреплённом лимбе последовательно визируют (наводят перекрестие сетки нитей зрительной трубы) на удаленную четко видимую точку при положениях вертикального круга слева (КЛ) и справа (КП) от зрительной трубы, берут отсчеты по горизонтальному кругу и вычисляют их разность: $КЛ_1 - КП_1$. Затем, сместив лимб примерно на 90° и закрепив его, вновь визируют на ту же точку и берут другие отсчеты по горизонтальному кругу $КЛ_2$ и $КП_2$. Величину коллимационной ошибки c вычисляют по формуле

$$c = \frac{(КЛ_1 - КП_1 \pm 180^\circ) + (КЛ_2 - КП_2 \pm 180^\circ)}{4}.$$

Знак перед 180° определяют из условия получения в скобках небольших значений.

Пример.

$$КЛ_1 = 38^\circ 47', \quad КП_1 = 218^\circ 51', \quad КЛ_2 = 334^\circ 30', \quad КП_2 = 154^\circ 34'.$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{(38^\circ 47' - 218^\circ 51' + 180^\circ) + (334^\circ 30' - 154^\circ 34' - 180^\circ)}{4} = \\ &= \frac{(-0^\circ 04') + (-0^\circ 04')}{4} = -0^\circ 02'. \end{aligned}$$

Если вычисленная коллимационная ошибка превышает двойную точность отсчетного устройства (у теодолитов 2Т30 и 4Т30 ее

величина не должна превышать одной минуты), выполняют юстировку. Для этого вращением наводящего винта алидады горизонтального круга устанавливают правильный отсчет, вычисленный по формуле

$$\text{КП} = \text{КП}_2 + c.$$

В приведенном примере $\text{КП} = 154^\circ 34' + (-0^\circ 02') = 154^\circ 32'$.

Снимают колпачок окуляра и, ослабив вертикальные юстировочные винты сетки нитей, вращением боковых винтов перемещают стекло с сеткой до совмещения ее перекрестия с наблюдаемой точкой. После этого поверку повторяют вновь. Если условие выполнено, юстировочные винты равномерно затягивают, следя за тем, чтобы перекрестие не сместилось с наблюдаемой точки.

Ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна оси вращения прибора ($HH_1 \perp ZZ_1$). Теодолит устанавливают на расстоянии 10...20 м от стены здания и приводят в рабочее положение. Наводят перекрестие сетки нитей на четкую точку на здании, находящуюся примерно под углом 30° к горизонту; опускают объектив зрительной трубы приблизительно до горизонтального положения ее визирной оси и отмечают на стене простым карандашом проекцию перекрестия сетки нитей. Затем операцию повторяют при другом положении вертикального круга. Если при положении вертикального круга теодолита слева и справа от зрительной трубы проекции совпали или расстояние между ними не превышает видимой ширины бисектора сетки нитей зрительной трубы, условие считается выполненным. Необходимая при большем расстоянии между точками проекций юстировка может быть выполнена только в специализированной мастерской или на заводе-изготовителе.

Горизонтальная линия сетки нитей должна быть перпендикулярна вертикальной оси вращения прибора. Теодолит приводят в рабочее положение. Зрительную трубу наводят на четко видимую точку таким образом, чтобы она совместилась с левым краем горизонтальной линии сетки нитей. Затем, поворачивая прибор вращением наводящего винта алидады, наблюдают за положением точки. Если и в правой части поля зрения трубы изображение точки остается на горизонтальной линии или смещается не более чем на ее тройную ширину, условие выполнено. При большем отклонении выполняют юстировку. Для этого подвешивают на стене отвес

и наводят на его нить перекрестие сетки нитей зрительной трубы. Снимают защитный колпачок окуляра, равномерно ослабляют все четыре винта крепления оправы стеклянной пластинки и поворачивают стекло с сеткой нитей до совмещения вертикальной линии сетки с нитью отвеса. После этого юстировочные винты равномерно затягивают и поверку повторяют.

Место нуля вертикального круга должно быть величиной, близкой к $0^{\circ}00'$. При положении пузырька уровня при алидаде горизонтального круга точно в нуль-пункте визируют на четко видимую удаленную точку и берут отсчеты по вертикальному кругу при двух его положениях. Вычисляют значение места нуля МО по формуле

$$MO = \frac{KP + KL}{2},$$

где КП — отсчет по вертикальному кругу при его положении справа от зрительной трубы; КЛ — отсчет по вертикальному кругу при его положении слева от зрительной трубы.

Для исправления места нуля (приведения его значения к величине, близкой к $0^{\circ}00'$) вычисляют угол наклона по формуле

$$v = KL - MO.$$

Затем (при положении вертикального круга слева от зрительной трубы) вращением наводящего винта зрительной трубы устанавливают на шкале вертикального круга отсчет, равный вычисленному значению v . При этом горизонтальная нить сетки сместится с наблюдаемой точки. Ослабив горизонтальные исправительные (юстировочные) винты сетки нитей, вращением вертикальных совмещают перекрестие сетки нитей с наблюдаемой точкой. После этого равномерно подтягивают горизонтальные винты и поверку повторяют.

Пример. При наблюдении на точку местности получены отсчеты по вертикальному кругу при $KL = 4^{\circ}47'$ и $KP = -5^{\circ}41'$. При вычислении МО и v получаются следующие значения:

$$MO = \frac{(-5^{\circ}41') + 4^{\circ}47'}{2} = -0^{\circ}27';$$

$$v = 4^{\circ}47' - (-0^{\circ}27') = 5^{\circ}14'.$$

После юстировки:

$$KP = -5^{\circ}15';$$

$$КЛ = 5^{\circ}13';$$

$$МО = \frac{5^{\circ}13' + (-5^{\circ}15')}{2} = -0^{\circ}01'.$$

Условие выполняется.

Глава 3. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКА НИВЕЛИРОВ С ЦИЛИНДРИЧЕСКИМ УРОВНЕМ (НЗ)

Поверками называется выявление соответствия расположения осей нивелира (рис. 62) его геометрической схеме.

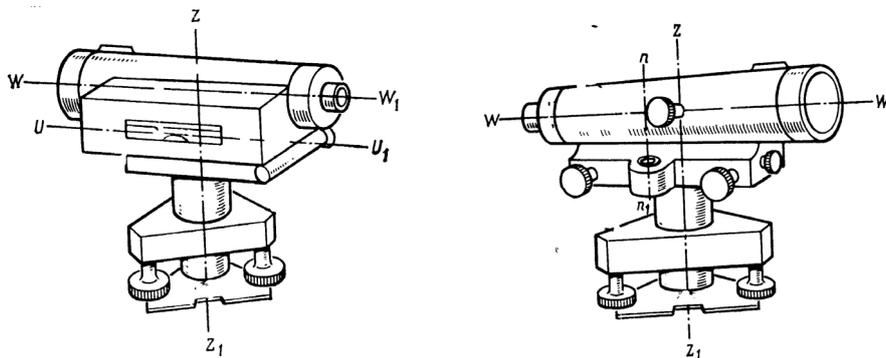


Рис. 62. Схема расположения основных осей нивелира НЗ: ZZ_1 — вертикальная ось вращения прибора; WW_1 — визирная ось зрительной трубы; UU_1 — ось цилиндрического уровня; nn_1 — ось круглого уровня

Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения прибора ($nn_1 \parallel ZZ_1$). Приведя подъемными винтами пузырек круглого уровня в нуль-пункт (центр окружности), прибор поворачивают на 180° . Если пузырек остается в центре круга уровня, то условие считается выполненным. При его смещении выполняют юстировку. Вращением исправительных (юстировочных) винтов круглого уровня пузырек перемещают в сторону нуль-пункта на половину дуги отклонения. Затем поверку повторяют.

Вертикальная линия сетки нитей должна быть параллельна оси вращения прибора. После приведения нивелира в рабочее положение зрительную трубу наводят на установленную вертикально на расстоянии 15...20 м рейку так, чтобы она оказалась в левой части поля зрения, и берут отсчет. Затем трубу поворачивают и берут отсчет по рейке в правой части поля зрения. Отсчеты должны быть равны или отличаться не более чем на 1 мм. Юстировка большинства нивелиров выполняется так же, как юстировка теодолита модели 2Т30. Однако юстировка нивелира НЗ, имеющего в окулярной части зрительной

трубы впрессованное стекло с сеткой нитей, может быть выполнена только в специализированной мастерской.

Визирная ось зрительной трубы и ось цилиндрического уровня должны быть параллельны ($WW_1 \parallel UU_1$). Поверку выполняют нивелированием точек одного и того же отрезка дважды: способами «из середины» и «вперед». Концы отрезка линии AB длиной 50...70 м закрепляют кольями, на которые ставят рейки. В середине линии устанавливают нивелир и приводят в рабочее положение (рис. 63, а). При параллельности визирной оси зрительной трубы и оси цилиндрического уровня визирный луч будет горизонтален, следовательно, превышение определено правильно:

$$h = a - b.$$

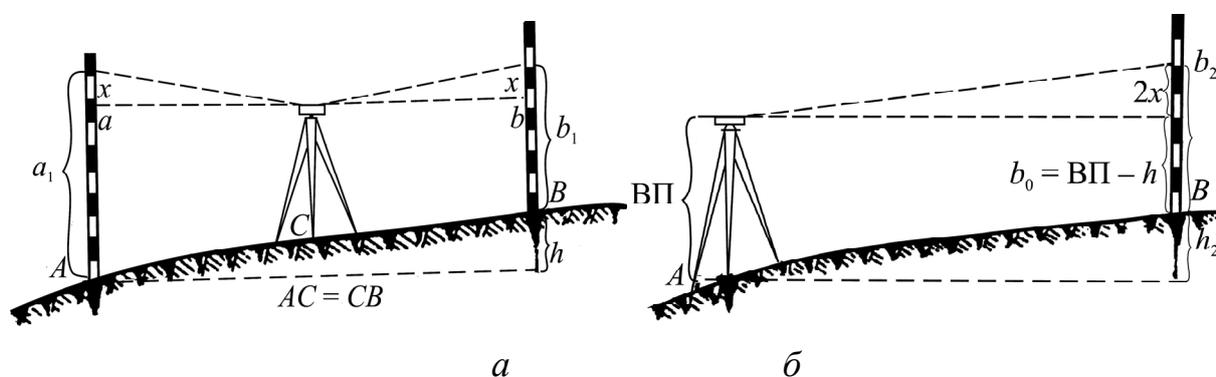


Рис. 63. Поверка главного условия нивелира:

а — нивелирование способом «из середины»; б — нивелирование способом «вперед»

Если визирная ось зрительной трубы не параллельна оси цилиндрического уровня, то она отклонится от горизонтального положения, и будут взяты ошибочные отсчеты a_1 и b_1 , но величины ошибок и по рейке A , и по рейке B окажутся одинаковыми, равными x . В результате вычисленное превышение h_1 будет иметь такое же правильное значение, как и при горизонтальном положении линии визирования:

$$h_1 = a_1 - b_1 = (a + x) - (b + x) = a - b = h.$$

Следовательно, при нивелировании способом «из середины» ошибки во взятии отсчетов, получившиеся вследствие непараллельности оси цилиндрического уровня и визирной оси зрительной трубы, компенсируются, и превышение будет вычислено правильно.

Затем нивелир устанавливают в задней точке A и выполняют нивелирование способом «вперед» (рис. 63, б). С помощью рейки или рулетки измеряют ВП и определяют превышение h_2 :

$$h_2 = \text{ВП} - b_2.$$

При параллельности осей цилиндрического уровня и зрительной трубы превышение h будет иметь такие же значения, как и при способе «из середины», равное h . Если это условие не выполняется, различие равно $2x$.

При незначительной непараллельности величина $2x$ будет малой. Если различие в превышениях, определенных способами «из середины» и «вперед», не превышает 4 мм, условие считается выполненным. При различии более 4 мм выполняют юстировку. Для этого вычисляют правильный отсчет b_0 по формуле

$$b_0 = \text{ВП} - h.$$

Вращая элевационный винт нивелира, совмещают горизонтальную линию сетки нитей зрительной трубы с правильным отсчетом b_0 , в результате чего нарушается контакт концов пузырька цилиндрического уровня (пузырек смещается с нуля-пункта). Изображения концов пузырька контактного уровня совмещают, вращая вертикальные исправительные (юстировочные) винты цилиндрического уровня. Для контроля поверку повторяют.

Пример. При определении превышения способом «из середины» по черной и красной сторонам реек взяты соответственные отсчеты: $a_{\text{ч}} = 2135$; $b_{\text{ч}} = 1672$; $a_{\text{кр}} = 6922$; $b_{\text{кр}} = 6461$.

Вычислили превышения:

$$h_{\text{ч}} = a_{\text{ч}} - b_{\text{ч}} = 2135 - 1672 = +0463 \text{ мм};$$

$$h_{\text{кр}} = a_{\text{кр}} - b_{\text{кр}} = 6922 - 6461 = +0461 \text{ мм}.$$

Поскольку расхождение в вычисленных превышениях (2 мм) не превышает допустимого для технического нивелирования (5 мм), определяем среднее значение $h_{\text{ср}}$ (+0462 мм).

При нивелировании способом «вперед» были получены следующие данные: $\text{ВП}_{\text{ч}} = 1698$, $b_{2\text{ч}} = 1249$; $\text{ВП}_{\text{кр}} = 6485$; $b_{2\text{кр}} = 6032$.

Превышение равно:

$$h_{2\text{ч}} = 1698 - 1249 = 0449 \text{ мм};$$

$$h_{2\text{кр}} = 6485 - 6032 = 0453 \text{ мм}.$$

Расхождения по черной и красной сторонам в пределах допуска (4 мм), среднее превышение составляет 0451 мм. Однако оно отличается от определенного способом «из середины» на 11 мм.

Вычисляем отсчеты, при которых визирная линия будет горизонтальна:

$$b_{0(ч)} = ВП_{ч} - h_{ср} = 1698 - 0462 = 1236 \text{ мм};$$

$$b_{0(кр)} = ВП_{кр} - h_{ср} = 6485 - 0462 = 6023 \text{ мм}.$$

Вращением элевационного винта совмещаем горизонтальную линию сетки нитей с отсчетом, равным вычисленному для черной стороны рейки (1236 мм). Контролируем правильность установки, визируя на красную сторону рейки (6023 мм), и вращением юстировочных винтов цилиндрического уровня приводим его пузырек точно в нуль-пункт (совместив концы пузырька контактного уровня).

Глава 4. РЕШЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ЗАДАЧ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И ГЕОДЕЗИЧЕСКОМ СОПРОВОЖДЕНИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

4.1. Определение неприступного расстояния

За **неприступное расстояние** в геодезии принимают отрезок линии, непосредственное измерение которого с помощью мерной ленты или рулетки не представляется возможным (измерение нитяным дальномером не обеспечивает необходимую точность). На практике в качестве препятствий могут выступать реки, крупные рвы, карьеры, овраги, проезжие части дорог.

Для определения косвенным способом неприступного расстояния между видимыми точками A и B выбирают точку C , с которой видны точки A и B и возможно непосредственное измерение расстояния до точки A . Измеряют длину отрезка AC (базис) и полным приемом теодолита измеряют углы BCA (β_1) и BAC (β_2) (рис. 64, a). Результаты заносят в таблицу

Неприступное расстояние d_{AB} вычисляют по формуле

$$d_{AB} = \frac{d_{AC} \sin \beta_1}{\sin(\beta_1 + \beta_2)}.$$

Точность определения d_{AB} будет наиболее высокой, если треугольник ABC близок к равностороннему.

Для контроля выбирают на местности точку D , измеряют другой базис AD , углы β_3 и β_4 и определяют длину отрезка AB по формуле

$$d_{AB} = \frac{d_{AD} \sin \beta_3}{\sin(\beta_3 + \beta_4)}.$$

Расхождение не должно превышать 2...4 см.

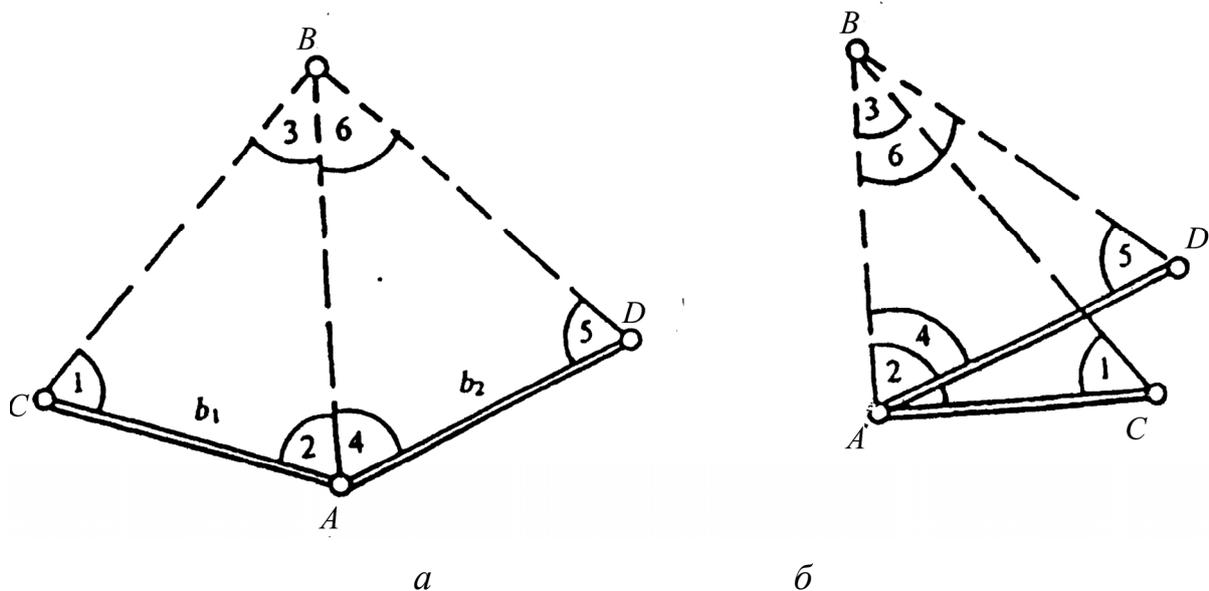


Рис. 64. Схема определения недоступных расстояний: *a* — при расположении точек *C* и *D* по разные стороны от точки *A*; *б* — при расположении точек *C* и *D* по одну сторону от точки *A*

Пример. Установили теодолит над точкой *C*, отцентрировали, привели в рабочее положение. При круге слева от трубы навели перекрестие сетки нитей на шпильку, установленную в точке *A*, и взяли отсчет ($58^{\circ}30'$), затем на точку *B* ($0^{\circ}45'$). Результаты занесли в журнал (табл. 9). Вычислили значение угла β в полуприеме: $38^{\circ}30' - 0^{\circ}45' = 57^{\circ}45'$

Сместили лимб. Перевели зрительную трубу через зенит навели зрительную трубу на точки *A* и *B* и взяли отсчеты ($285^{\circ}43'$ и $227^{\circ}59'$), вычислили угол $57^{\circ}44'$. Расхождение равно $1'$ (допустимо), среднее значение угла 1 равно $57^{\circ}44',5$.

Затем установили теодолит в точке *A*, отцентрировали, привели в рабочее положение. При КЛ навели перекрестие сетки нитей зрительной трубы на точку *D* и взяли отсчет ($232^{\circ}14'$), затем — на точку *B* ($177^{\circ}44'$), записали в журнал и вычислили значение угла 4 в полуприеме. После этого для вычисления значения угла β_2 визируем на точку *C* и взяли отсчет $112^{\circ}08'$. У угла β_2 точка *B* — правая, *C* — левая, поэтому его значение в полуприеме при КЛ равно $177^{\circ}44' - 112^{\circ}08' = 65^{\circ}36'$. Затем сместили лимб и повторили аналогичные действия при КП. Вычислили значения углов β_4 и β_2 в полуприеме, а затем в приеме. Закончили угловые измерения определением в полуприеме и в приеме угла β_5 .

Мерной лентой измерили расстояние от точки *A* до точки *C* и *D*. Результаты занесли в таблицу.

$$AB = \frac{AC \sin \beta_1}{\sin(\beta_1 + \beta_2)} = \frac{33,47 \sin 57^\circ 44',5}{\sin(57^\circ 44',5 + 65^\circ 35',5)} = 33,89 \text{ м};$$

$$AB = \frac{AD \sin \beta_5}{\sin(\beta_4 + \beta_5)} = \frac{34,30 \sin 62^\circ 06'}{\sin(54^\circ 30',5 + 62^\circ 06')} = 33,91 \text{ м}.$$

Расхождение 0,02 м.

$$AB_{\text{cp}} = \frac{33,89 \text{ м} + 33,91 \text{ м}}{2} = 33,90 \text{ м}.$$

Таблица 9

Журнал измерения горизонтальных углов и базисов

Точка стояния, угол β	Точка наблюдения	Отсчеты по микроскопу		Измеренный угол β в полуприеме		Среднее значение угла β		Горизонтальное проложение базиса d
		°	'	°	'	°	'	
C (1)		КЛ				57	44,5	<i>AC = 33,47 м</i> <i>CA = 33,47 м</i> <i>AC_{cp} = 33,47 м</i>
	A	58	30	57	45			
	B	0	45					
		КП						
	A	285	43	57	44			
B	227	59						
A (4)		КЛ				54	30,5	
	D	232	14	54	30			
	B	177	44					
		КП						
	D	353	16	54	31			
B	298	45						
A (2)		КЛ				65	33,5	
	B	177	44	65	36			
	C	112	08					
		КП						
	B	298	45	65	35			
C	233	10						
D (5)		КЛ				62	06	<i>AD = 34,30 м</i> <i>DA = 34,31 м</i> <i>AD_{cp} = 34,30 м</i>
	B	236	17	62	06			
	A	298	11					
		КП						
	B	240	30	62	06			
A	178	24						

При наличии препятствий, не позволяющих отложить базисы AC и AD по разным сторонам от точки A , положение точек C и D может быть выбрано с одной стороны от линии AB (рис. 64, б). При этом для определения расстояния d_{AB} применяются те же формулы.

Если между точками начала и конца отрезка линии нет видимости, то расстояние определяют по длине двух других линий и измеренному между ними углу с использованием теоремы косинусов (рис. 65):

$$AB = \sqrt{a_1^2 + b_1^2 - 2a_1b_1 \cdot \cos \beta_1};$$

$$AB = \sqrt{a_2^2 + b_2^2 - 2a_2b_2 \cdot \cos \beta_2}.$$

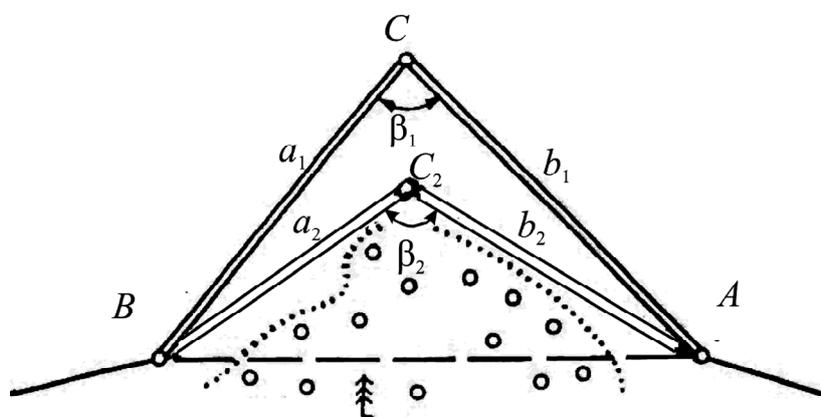


Рис. 65. Определение расстояния между точками при отсутствии видимости

4.2. Построение проектного отрезка линии

По генеральному плану или в результате решения обратной геодезической задачи определяют значение горизонтального проложения проектной линии d . Соответствующее этому горизонтальному проложению расстояние D на склоне оказывается больше (рис. 66).

Если известна крутизна склона v , то

$$D = \frac{d}{\cos v}.$$

При известном превышении h между начальной и конечной точками отрезка линии (его можно определить по горизонталям плана) наклонное расстояние вычисляют по формуле

$$D = d + \frac{h^2}{2d}.$$

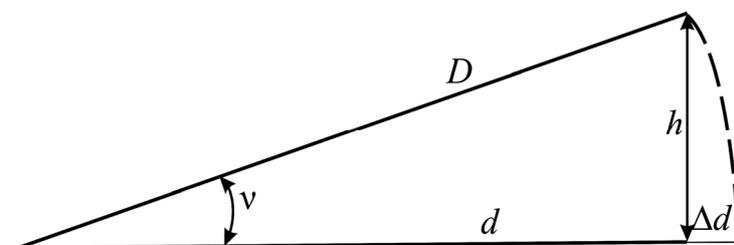


Рис. 66. Построение на местности длины линии при ее известном горизонтальном проложении

Вычисленное расстояние D откладывают на местности с помощью мерной ленты или рулетки с учетом поправок на компарирование, температуру и натяжение мерного прибора.

4.3. Построение проектного горизонтального угла

С точностью имеющегося теодолита. Над вершиной угла (точкой O) устанавливают теодолит, центрируют его и приводят в рабочее положение. Затем совмещают нулевые деления лимба и алидады горизонтального круга (устанавливают отсчет по горизонтальному кругу $0^{\circ}00'$) и ориентируют лимб по исходному направлению OB (при закрепленной алидаде открепляют лимб и наводят перекрестие сетки нитей зрительной трубы на низ вехи, установленной в точке B). Закрепляют лимб, открепляют алидаду и вращением прибора (сначала от руки, а затем наводящим винтом алидады) устанавливают на горизонтальном круге отсчет, равный величине заданного проектного угла β . В створе полученного направления визирного луча зрительной трубы ставят веху в точке C_1 .

После этого выполняют аналогичные действия при другом положении вертикального круга. В случае отклонения положения полученной точки C_2 от точки C_1 (рис. 67) правильное направление будет посередине между ними (точка C).

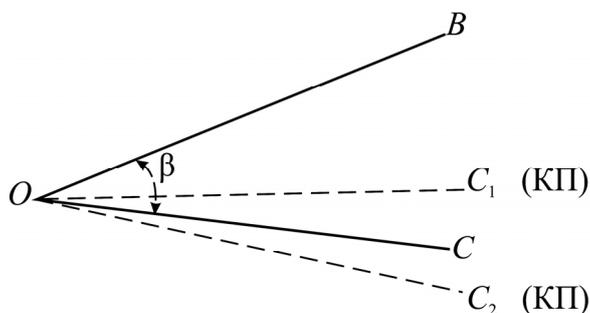


Рис. 67. Построение на местности проектного горизонтального угла с точностью имеющегося теодолита

С повышенной точностью способом редуцирования. Вышеизложенным способом строят проектный угол при одном положении вертикального круга. Построенный угол измеряют количеством полных приемов n , вычисленным по формуле

$$n = \frac{t^2}{m_{\beta}^2},$$

где t — точность теодолита; m_{β} — необходимая точность построения угла.

Вычисляют среднюю величину угла $\beta_{\text{ср}}$ и отклонение среднего значения измеренного угла от проектного значения $\beta_{\text{пр}}$:

$$\Delta\beta = \beta_{\text{ср}} - \beta_{\text{пр}}.$$

Если отклонение имеет знак «+», то построенный угол больше проектного (рис. 68), если знак «-», то меньше.

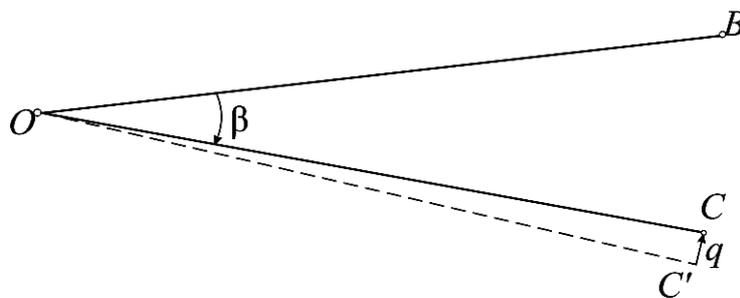


Рис. 68. Построение проектного угла с повышенной точностью

Величину необходимого смещения точки C' вычисляют по формуле

$$q = \frac{\Delta\beta'' d}{\rho''},$$

где d — горизонтальное проложение от вершины угла до точки C' ; ρ — величина радиана (206 265'').

Пример. Горизонтальное проложение d линии OC 50 м (50 000 мм), точность отсчетного устройства теодолита 4Т30 составляет 30''. Заданная точность построения угла m_{β} равна 10''. Величина проектного угла $16^{\circ}25'40''$. При построении проектного угла после совмещения нулевого деления лимба с исходным направлением открепили алидаду и, поворачивая ее, установили отсчет, близкий к 16° . Затем вращением наводящего винта алидады установили ближайший к значению проектного угла отсчет, возмож-

ный у теодолита данной точности ($16^{\circ}25,5'$). Необходимое число приемов измерений построенного угла $n = \frac{30^2}{10^2} = 9$. При измерении угла девятью полными приемами получили значения: в первом приеме $16^{\circ}25'$, во втором $16^{\circ}25,5'$, в третьем $16^{\circ}25'$, в четвертом $16^{\circ}25,5'$, в пятом $16^{\circ}26'$, в шестом $16^{\circ}25'$, в седьмом $16^{\circ}25'$, в восьмом $16^{\circ}26'$, в девятом $16^{\circ}25,5'$. Среднее значение равно $16^{\circ}25,39' \approx 16^{\circ}25'23''$.

$\Delta\beta = 16^{\circ}25'23'' - 16^{\circ}25'40'' = -0^{\circ}00'17''$, тогда

$$q = \frac{17'' \cdot 50\,000 \text{ мм}}{206\,265''} 4,1 \text{ мм.}$$

Поскольку $\Delta\beta$ имеет знак « \leftarrow » (построенный полуприемом угол больше проектного), необходимо сместить найденную точку в сторону точки B на 4 мм.

4.4. Вынос в натуру точки с заданной проектной отметкой

Определение положения точки с заданной отметкой производят от ближайшего строительного репера. Для этого в середине между репером (точка A) и проектной точкой сооружения B устанавливают нивелир, приводят его в рабочее положение, ставят рейку на репер и берут по ней отсчет a (рис. 69). Вычисляют значение горизонта прибора ГП:

$$\text{ГП} = H_A + a.$$

Отсчет b , при котором пятка рейки, установленной в точке B , будет находиться на проектной высоте:

$$b = \text{ГП} - H_{\text{пр.}}$$

Примечание. При выполнении вычислений значения отметки репера и проектной отметки подставляют в формуле в миллиметрах.

В точке B забивают колышек, устанавливают на него рейку и берут отсчет. Если он меньше вычисленного, то колышек заглубляют до получения отсчета, равного расчетному. При отсчете больше вычисленного необходим более высокий колышек.

Для контроля работу выполняют при двух горизонтах прибора или используют двусторонние рейки. Расхождение не должно превышать 5 мм.

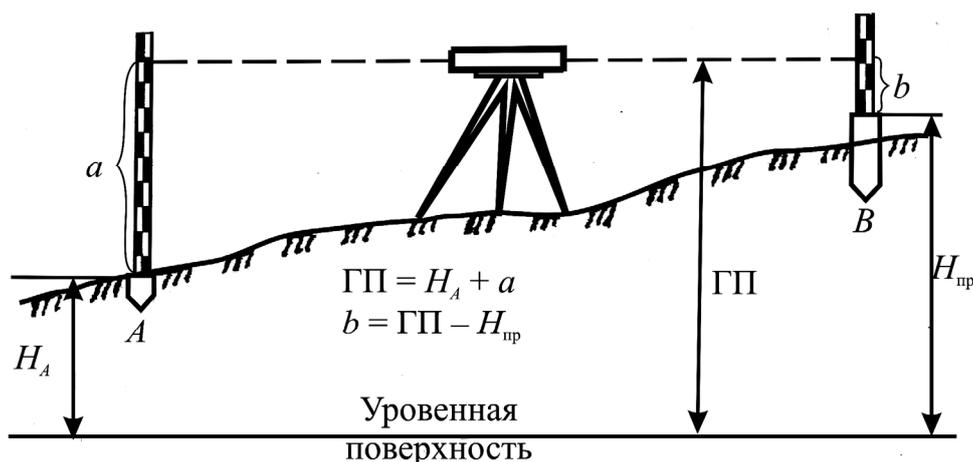


Рис. 69. Перенесение на местность точки с заданной проектной отметкой

Пример.

$$H_A = 42,173 \text{ м}; H_{\text{пр}} = 43,832 \text{ м}; a_{\text{ч}} = 2114 \text{ мм}; a_{\text{кр}} = 6800 \text{ мм};$$

$$b_{\text{ч}} = H_A + a - H_{\text{пр}} = 42173 \text{ мм} + 2114 \text{ мм} - 43832 \text{ мм} = 0455 \text{ мм};$$

$$b_{\text{кр}} = 42\,173 \text{ мм} + 6800 \text{ мм} - 43\,832 \text{ мм} = 5141 \text{ мм}.$$

При взятии отсчета по рейке, установленной на забитом кольшике в точке B , отсчет получился равным 5140 мм. Расхождение 1 мм (меньше допустимого, равного 5 мм), условие выполнено.

4.5. Передача проектной отметки на дно котлована

При глубине котлована больше длины рейки или близкой к ней на его бровке устанавливают кронштейн, на который подвешивают рулетку. Между строительным репером и рулеткой устанавливают нивелир, приводят его в рабочее положение и берут отсчеты по рейке a , установленной на репере и рулетке m (рис. 70). Затем устанавливают нивелир на дне котлована и берут отсчет по рулетке n . Вычисляют отсчет по рейке b , при котором ее пятка будет находиться на проектной высоте, по формуле

$$b = H_{\text{рп}} + a - (n - m) - H_{\text{пр}}.$$

Примечание. При выполнении вычислений значения отметки репера и проектной отметки подставляют в формулу в миллиметрах.

Пример.

$$H_{\text{рп}} = 46,432 \text{ м}; H_{\text{пр}} = 43,894 \text{ м};$$

$$a = 1683 \text{ мм}; m = 0324 \text{ мм}; n = 3897 \text{ мм};$$

$$b = 46\,432 \text{ мм} + 1683 \text{ мм} - (3897 \text{ мм} - 0324 \text{ мм}) - 43\,894 \text{ мм} = 0648 \text{ мм}.$$

Затем в грунт на дне котлована забивают колышек, как было описано в предыдущем пункте. Для контроля отсчеты берут дважды по черной и красной сторонам рейки.

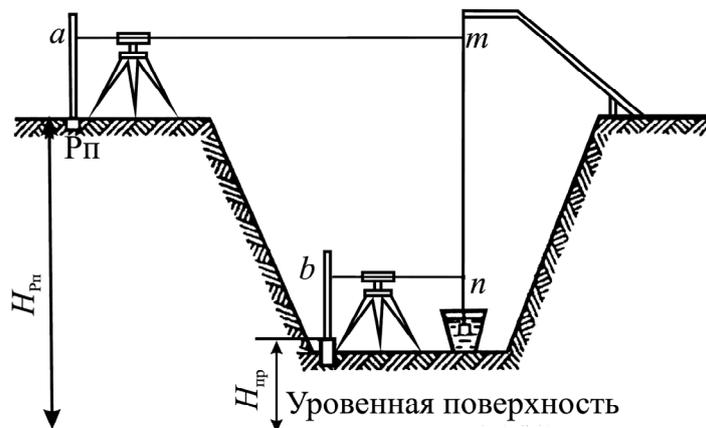


Рис. 70. Перенесение отметки на дно котлована

4.6. Построение на местности линии с запроектированным уклоном

С использованием нивелира. Для построения отрезка линии с проектным уклоном с помощью горизонтального луча визирования расстояние между его начальной и конечной точками делят на отрезки d , концы которых закрепляют. Нивелир устанавливают примерно посередине линии так, чтобы расстояние до ближайшей закрепленной точки было не менее 3 м. Снимают отсчет a по черной стороне рейки, установленной на забитом до проектной высоты колышке в начальной точке линии A (рис. 71).

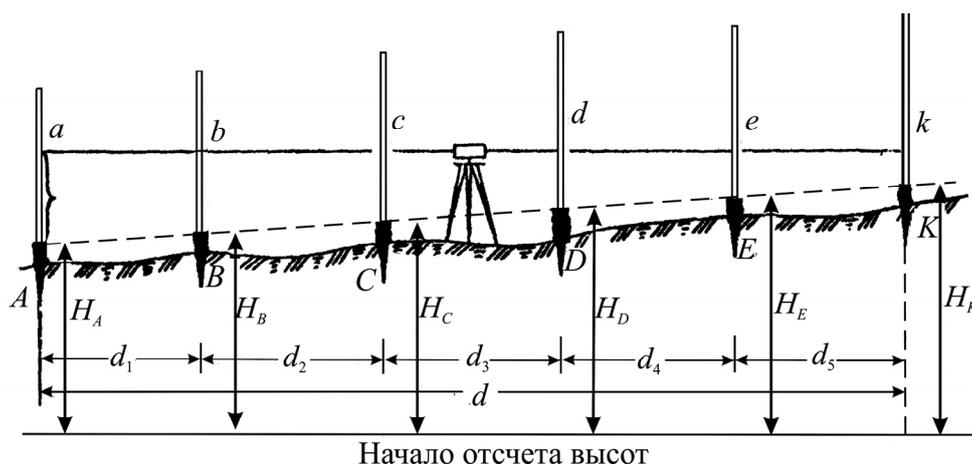


Рис. 71. Построение наклонной линии горизонтальным лучом

Затем вычисляют отсчеты по рейке, которые должны быть при положении ее пятки на проектной высоте в точках B, C, D, E, K по приведенным ниже формулам:

$$b = a - id;$$

$$c = a - i(d_1 + d_2);$$

$$d = a - i(d_1 + d_2 + d_3);$$

$$e = a - i(d_1 + d_2 + d_3 + d_4);$$

$$k = a - i(d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5).$$

Примечание. Значения длин отрезков d подставляют в формулы в миллиметрах.

Забивку колышков до высоты точек проектной линии выполняют изложенным выше методом.

Пример.

$$a = 2638 \text{ мм}; d_1 = 5,00 \text{ м}; d_2 = 6,00 \text{ м}; d_3 = 5,50 \text{ м}; d_4 = 6,00 \text{ м};$$

$$i = 0,017;$$

$$b = 2638 \text{ мм} - 0,017 \cdot 5000 \text{ мм} = 2553 \text{ мм};$$

$$c = 2638 \text{ мм} - 0,017 (5000 \text{ мм} + 6000 \text{ мм}) = 2451 \text{ мм};$$

$$d = 2638 \text{ мм} - 0,017 (5000 \text{ мм} + 6000 \text{ мм} + 5500 \text{ мм}) = 2358 \text{ мм и т. д.}$$

С использованием теодолита. При помощи инженерного микрокалькулятора вычисляют вертикальный угол v , соответствующий величине заданного уклона i :

$$v = \text{arctg } i.$$

Поставив над точкой A теодолит и приведя его в рабочее положение, при вертикальном круге слева от зрительной трубы устанавливают отсчет, по верхней шкале отсчетного устройства, равный вычисленному по формуле

$$\text{КЛ} = v + \text{МО}.$$

Затем измеряют высоту прибора ВП. Колышки в точках C , D и B забивают до получения по устанавливаемой на них рейке отсчета, равного высоте прибора ВП (рис. 72).

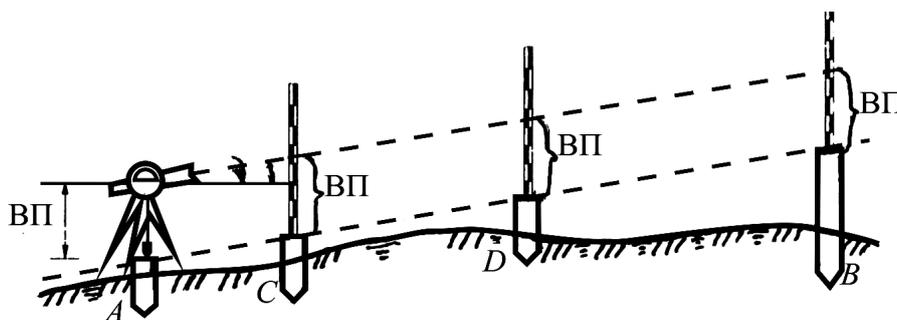


Рис. 72. Перенесение на местность наклонной линии с помощью теодолита

4.7. Определение высоты сооружения

На расстоянии, превышающем высоту сооружения как минимум в 1,5 раза, устанавливают теодолит, приводят в рабочее положение и измеряют вертикальные углы v_B и v_H (рис. 73).

Для этого при обоих положениях вертикального круга (КЛ и КП) наводят перекрестие сетки нитей зрительной трубы на верх и низ строения, берут отсчеты, вычисляют место нуля:

$$MO = \frac{КЛ + КП}{2},$$

затем — вертикальные углы:

$$v = КЛ - MO.$$

Мерной лентой или рулеткой измеряют расстояние от прибора до сооружения D . Если крутизна склона v местности больше 2° , вычисляют его горизонтальное проложение d по формуле

$$d = D \cos v.$$

Если $v < 2^\circ$, то $d \approx D$.

Высоту сооружения $h = BC$ определяют по формуле

$$h = d (\operatorname{tg} v_B - \operatorname{tg} v_H).$$

Для контроля теодолит устанавливают на другом расстоянии от здания и работу повторяют. Результаты не должны отличаться более чем на 3...5 см. За окончательную величину принимают среднее из полученных значений.

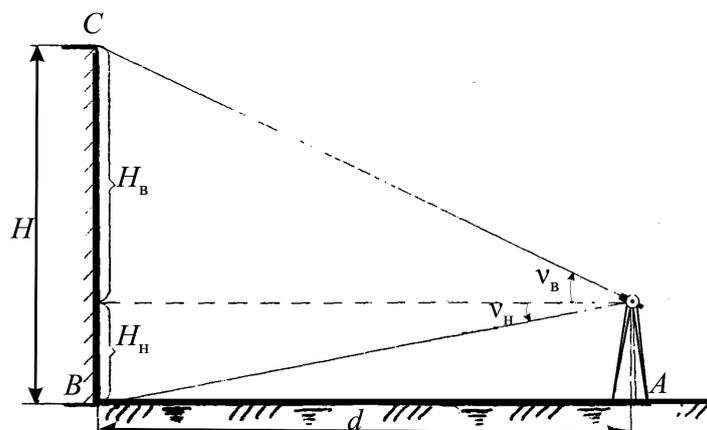


Рис. 73. Определение высоты строения

Пример. Необходимо определить высоту 9-этажного здания. Примерная высота каждого этажа равна 3 м, всего здания — 27 м.

Установили теодолит на расстоянии 55 м, привели в рабочее положение. При КЛ и КП визировали на верх и низ здания, результаты записали в таблицу (табл. 10).

Вычислили место нуля:

при наведении на верх здания:

$$MO_B = \frac{27^{\circ}14' + (-26^{\circ}54')}{2} = 0^{\circ}10',$$

на низ здания:

$$MO_H = \frac{0^{\circ}31' + (-0^{\circ}09')}{2} = 0^{\circ}11'.$$

Расхождение в 1 минуту допустимо, вычислили углы наклона: $27^{\circ}14' - 0^{\circ}10' = 27^{\circ}04'$ и $-0^{\circ}09' - 0^{\circ}11' = -0^{\circ}20'$ соответственно.

Таблица 10

№ ст.	Точки визирования на здание	КЛ или КП	Отсчет по вертикальному кругу	Место нуля	Угол наклона v	Расстояние, м	Высота h
1	Верх	КЛ	27°14'	0°10'	27°04'	55,00	28,42
		КП	-26°54'				
	Низ	КП	0°31'	0°11'	-0°20'		
		КЛ	-0°09'				
2	Верх	КП	-24°10'	0°10'	24°20'	62,03	28,39
		КЛ	24°30'				
	Низ	КЛ	-0°09'	0°10'	-0°19'		
		КП	0°29'				

Перенесли теодолит в другую точку, измерили расстояние до здания (62,03 м). На станции выполнили аналогичные измерения и записали в таблицу. По данным измерений на первой станции высота здания получилась равной

$$H = d_1(\operatorname{tg} v_B - \operatorname{tg} v_H) = 55,00 \text{ м} [\operatorname{tg} 27^{\circ}04' - \operatorname{tg}(-0^{\circ}20')] = 28,42 \text{ м},$$

на второй

$$H = d_2(\operatorname{tg} v_B - \operatorname{tg} v_H) = 62,03 \text{ м} [\operatorname{tg} 24^{\circ}20' - \operatorname{tg}(-0^{\circ}19')] = 28,39 \text{ м},$$

расхождение 3 см, среднее значение 28,40 м:

$$H_{\text{cp}} = \frac{28,42 \text{ м} + 28,39 \text{ м}}{2} \approx 28,40 \text{ м}.$$

4.8. Определение вертикальных расстояний между деталями конструкции сооружения

Для выполнения работы перекрестие сетки нитей зрительной трубы теодолита наводят на верхнюю и нижнюю части детали конструкции строения (точки D и C), измеряют вертикальные углы и определяют горизонтальное расстояние d от точки установки прибора до сооружения (рис. 74).

Все операции выполняют так же, как и при определении высоты сооружения. По такой же формуле вычисляют и высоту детали конструкции сооружения:

$$h = d (\operatorname{tg} v_B - \operatorname{tg} v_H).$$

Контроль работы проводится аналогичным образом.

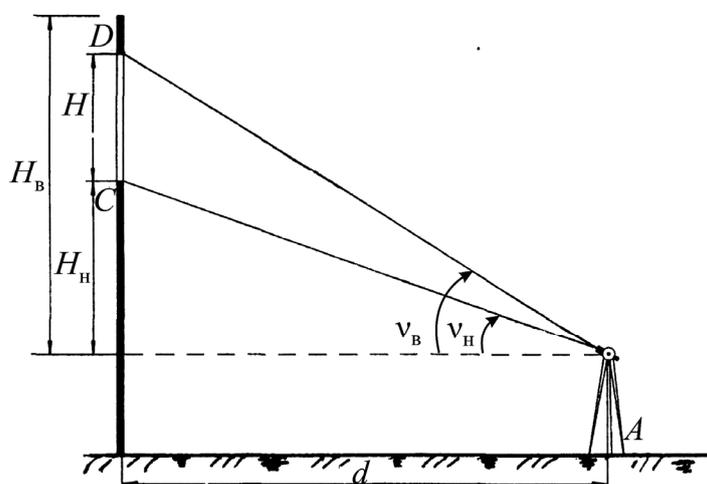


Рис. 74. Определение размера по высоте оконного проема

4.9. Детальная разбивка круговых кривых способами прямоугольных координат и продолженных хорд

При строительстве автомобильных и железных дорог, каналов, прокладке трамвайных путей и др. выполняют детальную разбивку кривых. В зависимости от радиуса закруглений и других технических условий точки круговой кривой разбивают через интервал, равный 2; 5; 10; 20 или более метрам.

Способ прямоугольных координат (перпендикуляров).

Исходя из технических требований (СНиП) выбирают радиус круговой кривой R и длину отрезков кривой k — интервала, через который на местности будут закрепляться точки линии закругления (задает преподаватель). Между заданными преподавателем

направлениями измеряют полным приемом горизонтальный угол β , вычисляют угол поворота Q по формуле

$$Q = 180^\circ - \beta.$$

Вычисляют элементы круговой кривой: длину кривой K , тангенс T , биссектрису B :

$$K = \frac{\pi R Q}{180^\circ};$$

$$T = R \operatorname{tg} \frac{Q}{2};$$

$$B = R \left(\frac{1}{\cos \frac{Q}{2}} - 1 \right).$$

Находят на местности положение точек начала НК и конца КК круговой кривой отложением от вершины угла по обоим направлениям его лучей расстояния, равного величине тангенса T , а середины кривой — по линии, делящей угол β пополам отложением биссектрисы B .

Затем вычисляют центральный угол φ (рис. 75), соответствующий интервалу разбивки кривой k по формуле

$$\varphi = \frac{k \cdot 180^\circ}{\pi R}.$$

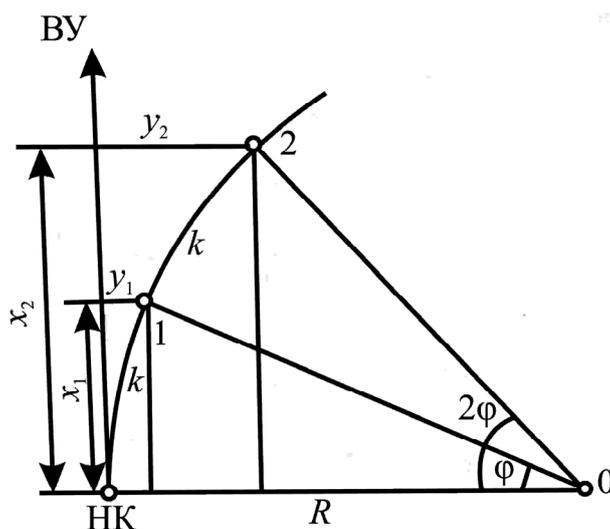


Рис. 75. Детальная разбивка круговой кривой способом прямоугольных координат

Для разбивки круговой кривой за ось абсцисс принимают линию тангенса, идущую от точки начала круговой кривой в сторону вершины угла поворота, за ось ординат — перпендикулярное ей направление. Вычисляют прямоугольные координаты по следующим формулам:

точки 1:

$$X_1 = R \cdot \sin \varphi,$$

$$Y_1 = 2R \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2};$$

точки 2:

$$X_2 = R \cdot \sin 2\varphi,$$

$$Y_2 = 2R \cdot \sin^2 \varphi;$$

точки 3:

$$X_3 = R \cdot \sin 3\varphi,$$

$$Y_3 = 2R \cdot \sin^2 \frac{3}{2}\varphi.$$

По аналогии вычисляют координаты следующих до середины круговой кривой точек.

Число точек на участке от начала до середины кривой равно целому числу, полученному делением ее длины ($K / 2$) на интервал разбивки k (остаток не учитывается).

Закрепив в точке начала кривой нулевое деление мерной ленты или рулетки, откладывают по направлению вершины угла поворота ВУ расстояния, равные вычисленным значениям абсцисс (X_1, X_2, X_3 и т. д.). Из полученных точек восстанавливают перпендикуляры, на которых откладывают соответствующие ординаты (Y_1, Y_2, Y_3 и т. д.), получая точки круговой кривой 1, 2 и 3 и т. д. (см. рис. 75).

Аналогично ведут детальную разбивку круговой кривой от ее конца КК в сторону середины СК.

Пример. Задано: радиус круговой кривой $R = 25$ м, интервал детальной разбивки $k = 5$ м.

Над вершиной угла поворота ВУ установили теодолит, отцентрировали, привели в рабочее положение и полным приемом измерили горизонтальный угол между направлениями на начало трассы (НТ) и конец трассы (КТ) (табл. 11).

Журнал измерения горизонтального угла между точками НТ и КТ

№ точек		Отсчеты по шкале микроскопа	Углы, измеренные		Схема горизонтального угла
стояния	визирования		в полуприеме	в приеме	
			КЛ		
	НТ	351°25'			
			103°40'		
	КТ	247°45'		103°40,5'	
ВУ			КП	(103°40'30")	
	НТ	79°52'			
			103°41'		
	КТ	336°11'			

Вычислили угол поворота:

$$Q = 180^{\circ}00' - 103^{\circ}40'30'' = 76^{\circ}19'30'';$$

$$\frac{Q}{2} = 38^{\circ}09'45''.$$

Элементы круговой кривой:

$$K = \frac{3,14 \cdot 25 \text{ м} \cdot 76^{\circ}19'30''}{180^{\circ}} = 33,29 \text{ м};$$

$$T = 25 \text{ м} \cdot \operatorname{tg} 38^{\circ}09'45'' = 19,65 \text{ м};$$

$$B = 25 \text{ м} \left(\frac{1}{\cos 38^{\circ}09'45''} - 1 \right) = 6,80 \text{ м}.$$

От вершины угла ВУ в сторону начала трассы НТ и конца трассы КТ отложили по 19,65 м и получили точки начала кривой НК и конца кривой КК.

Вычислили отсчет, при котором визирная ось зрительной трубы разделит угол β пополам, прибавив к последнему отсчету на его левую точку половинное значение $\frac{\beta}{2}$:

$$336^{\circ}11' + \frac{103^{\circ}40'}{2} = 388^{\circ}01' = 28^{\circ}01'.$$

Вращением алидады установили отсчет по горизонтальному кругу $28^{\circ}01'$. По полученному направлению визирной оси зрительной трубы отложили 6,80 м и получили точку середины кривой (СК). Вычислили центральный угол, соответствующий интервалу разбивки k :

$$\varphi = \frac{5 \text{ м} \cdot 180^\circ}{3,14 \cdot 25 \text{ м}} = 11^\circ 28'.$$

Определили целое число точек детальной разбивки от конца кривой до ее середины, разделив длину половины кривой $\frac{K}{2}$ на ин-

$$\text{тервал разбивки } n = \frac{33,29 \text{ м}}{2} 5 \text{ м} = 3,33 \approx 3.$$

Вычислили прямоугольные координаты трех точек:

$$X_B = 25 \text{ м} \cdot \sin 11^\circ 28' = 4,97 \text{ м};$$

$$Y_B = 2 \cdot 25 \text{ м} (\sin 5^\circ 44')^2 = 0,50 \text{ м};$$

$$X_C = 25 \text{ м} \cdot \sin 22^\circ 56' = 9,74 \text{ м};$$

$$Y_C = 2 \cdot 25 \text{ м} (\sin 11^\circ 28')^2 = 1,98 \text{ м};$$

$$X_D = 25 \text{ м} \cdot \sin 34^\circ 24' = 14,12 \text{ м};$$

$$Y_D = 2 \cdot 25 \text{ м} (\sin 17^\circ 12')^2 = 4,37 \text{ м}.$$

Способ продолженных хорд.

Достоинство способа состоит в том, что все построения выполняют в непосредственной близости от разбиваемой линии круговой кривой. Его применяют, когда условия местности затрудняют построение перпендикуляров, например, если между линией тангенса и круговой кривой находится застроенная территория. Исходя из технических требований, выбирают величину хорды l . Положение первой точки кривой B (рис. 76) определяют способом прямоугольных координат. При этом величину центрального угла φ вычисляют по формуле

$$\varphi = 2 \arcsin \frac{l}{2R}.$$

Для дальнейшего выполнения разбивки вычисляют величину промежуточного перемещения (сдвижки) b . Из подобия треугольников BCO и BCC следует

$$\frac{b}{l} = \frac{l}{R};$$

откуда

$$b = \frac{l^2}{R}.$$

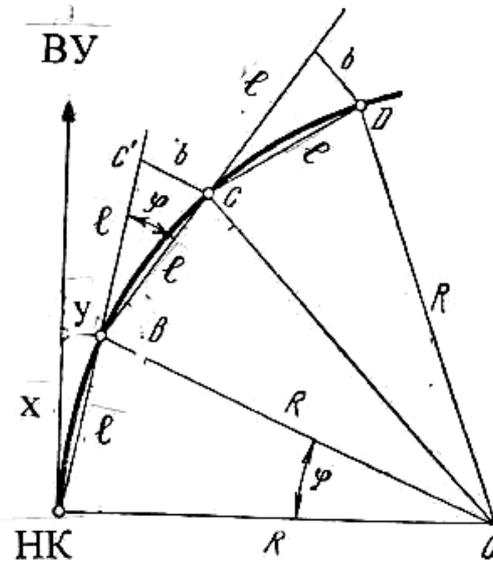


Рис. 76. Детальная разбивка круговой кривой способом продолженных хорд

Пример.

$$R = 50 \text{ м}; l = 5 \text{ м};$$

$$\varphi = 2 \arcsin \frac{5}{2 \cdot 50} \approx 5^{\circ}44';$$

$$X_B = R \cdot \sin \varphi = 50 \cdot \sin 5^{\circ}44' = 4,99 \text{ м};$$

$$Y_B = 2R \left(\sin \frac{\varphi}{2} \right)^2 = 2 \cdot 50 \left(\sin \frac{5^{\circ}44'}{2} \right)^2 = 0,25 \text{ м};$$

$$b = \frac{5^2}{50} = 0,50 \text{ м}.$$

Затем совмещают начало мерной ленты с точкой НК, укладывают и натягивают ленту так, чтобы плотно проходило через точку В. Отложив от точки В по полученному направлению отрезок l , получают точку C' . Положение точки кривой C находят пересечением начерченной на земле с помощью мерной ленты дуги радиуса l с центром в точке B и начерченной с помощью рулетки дуги радиуса b с центром в точке C' .

Для получения следующей точки нулевое деление ленты совмещают с точкой B и укладывают ленту так, чтобы плотно проходило через точку C . Дальнейшие действия аналогичны.

Так же, как при способе прямоугольных координат, разбивку ведут с обоих концов кривой в сторону ее середины.

Недостатком способа является возможность накопления ошибок (ошибка в определении положения точки обуславливает неизбежные погрешности в разбивке следующих точек).

Глава 5. ОТЧЕТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ ПО УЧЕБНОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ ПРАКТИКЕ

За весь период учебной геодезической практики бригада студентов составляет один общий отчет по всем видам работ.

Отчет включает материалы полевых измерений, полевой и камеральной обработки их результатов и графические построения.

Данные вычислений представляют на соответствующих бланках или стандартных таблицах. Все материалы отчета вкладывают в папку в порядке выполнения работ.

На лицевую сторону крышки папки наклеивают титульный лист, на обратную — опись материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Анопин, В. Н.* Инженерная геодезия : курс лекций / В. Н. Анопин. — Волгоград : ВолгГАСУ, 2012. — 68 с.
2. *Дементьев, В. Е.* Современная геодезическая техника и ее применение : учеб. пособие / В. Е. Дементьев. — М. : Академический проект, 2011. — 590 с.
3. Инженерная геодезия / Е. Б. Ключин, М. И. Киселев, Д. Ш. Михелев, В. Д. Фельдман ; под ред. Д. Ш. Михелева. — 9-е изд. — М. : Академия, 2008. — 480 с.
4. Практикум по геодезии / Под ред. Г. Г. Подклада. — М. : Академический проект, 2011. — 485 с.
5. *Федотов, Г. А.* Инженерная геодезия / Г. А. Федотов. — 5-е изд. — М. : Высшая школа, 2009. — 463 с.

Учебное издание

Анопин Владимир Николаевич

ГЕОДЕЗИЯ

Учебно-методическое пособие

Заместитель заведующего РИО *М. Л. Песчаная*

Корректор *Н. Э. Фотина*

Компьютерная правка и верстка *А. Г. Сиволобова*

Подписано в печать 15.06.2017. Формат 60×84/16.

Бумага офсетная. Печать трафаретная. Гарнитура «Таймс».

Усл.-печ. л. 7,4. Уч.-изд. л. 4,5. Тираж 115 экз. Заказ № 87

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования

«Волгоградский государственный технический университет»

400005, г. Волгоград, просп. им. В. И. Ленина, 28, корп. 1

Типография ИАиС ВолгГТУ

400074, г. Волгоград, ул. Академическая, 1